



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

ESTABILIDAD DE TALUDES DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCADO ANTE
SISMOS Y FUERZAS DE FILTRACIÓN

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

PRESENTA:
ANCELMO ROLANDO PARCERO LÓPEZ

TUTOR PRINCIPAL:
NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, MÉXICO, DICIEMBRE 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. Agustín Deméneghi Colina
Secretario: Dr. Roberto Magaña del Toro
Vocal: Dra. Norma Patricia López Acosta
1 er. Suplente: Dr. Eduardo Botero Jaramillo
2 d o. Suplente: Dra. Alexandra Ossa López

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

FIRMA

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi Familia por su gran apoyo que me han brindado durante mis estudios y el esfuerzo incondicional en todo este tiempo, a mi padre Pedro Parceró Vázquez, a mi madre Reyna López Martínez y a mis hermanos.

Los amo con todas mis fuerzas

AGRADECIMIENTOS

Gracias Dios por haberme dado el regalo de finalizar con la maestría.

Agradezco infinitamente a mis padres y hermanos por su amor, apoyo y estímulo. Esta tesis no habría sido posible sin ellos.

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México, al Instituto de Ingeniería de la UNAM, al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo institucional para realizar los estudios de Maestría en Ingeniería Civil.

Mi más profundo agradecimiento a la Dra. Norma Patricia López Acosta, por transmitirme parte de sus conocimientos y su amplia experiencia en el campo de la geotecnia, por su constante asesoría, apoyo y confianza brindada para el desarrollo de la investigación de esta tesis. Fue un gran placer trabajar bajo su supervisión.

Agradezco al M.I. Mario Abelardo Sánchez Solís, por su valioso apoyo en la revisión técnica de este trabajo.

A mis colegas y amigos de la maestría por su apoyo y los momentos vividos durante mi estancia en la Ciudad de México.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	V
ABSTRACT	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	X
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ALCANCES	2
1.4 JUSTIFICACIÓN	2
2. PRESAS DE TIERRA Y ENROCADO	3
2.1 GENERALIDADES.....	3
2.1.1 Nomenclatura.....	3
2.1.2 Clasificación.....	4
2.2 PRINCIPALES CAUSAS DE FALLA	8
2.3 ASPECTOS SÍSMICOS	9
2.3.1 Introducción.....	9
2.3.2 Conceptos fundamentales	9
2.3.3 Efecto sísmico en presas.....	10
3. FUNDAMENTOS DE FLUJO DE AGUA	13
3.1 INTRODUCCIÓN	13
3.2 ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA	13
3.2.1 Conceptos generales de hidráulica	13
3.2.2 Ley de Darcy	14
3.2.3 Conductividad hidráulica o permeabilidad k	15
3.2.4 Gradiente hidráulico (i).....	16
3.2.5 Flujo establecido	17
3.2.6 Flujo transitorio	18
3.3 FUERZAS DE FILTRACIÓN.....	18
3.4 SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS.....	22
3.4.1 Fases de un suelo parcialmente saturado.....	23
3.4.2 Capilaridad.....	25
3.4.3 Succión	26
3.4.4 Función de almacenamiento o curva característica	27
3.4.5 Modelos de estimación de la función de almacenamiento	28
4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	33
4.1 INTRODUCCIÓN	33
4.2 MECANISMOS DE FALLA EN TALUDES.....	34
4.2.1 Falla por deslizamiento superficial.....	35
4.2.2 Falla por rotación	36
4.2.3 Falla por traslación.....	36
4.2.4 Falla con superficie compuesta	37
4.2.5 Falla por flujo.....	37
4.2.6 Falla por licuación	38
4.3 FACTOR DE SEGURIDAD.....	38
4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE (MEL)	40

Índice general

4.4.1	Método de las dovelas	41
4.4.2	Otros métodos de equilibrio límite	43
4.5	ANÁLISIS SÍSMICO POR EL MÉTODO SEUDO-ESTÁTICO.....	44
4.6	OTROS MÉTODOS DE ESTABILIDAD QUE CONSIDERAN EL EFECTO SÍSMICO	45
4.6.1	Análisis en términos de deformaciones: Método de Newmark.....	45
4.6.2	Método de reducción de resistencia al corte utilizando el Método del Elemento Finito (MEF)	46
4.6.3	Método Botero-Romo (Botero <i>et al.</i> , 2011).....	48
5.	METODOLOGÍA PROPUESTA MEDIANTE ANÁLISIS NUMÉRICO ACOPLADO DE FLUJO DE AGUA - ESTABILIDAD.....	51
5.1	GENERALIDADES.....	51
5.2	ETAPAS DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA CON SEEP/W	51
5.2.1	Introducción al modelado numérico de flujo de agua con Seep/W	51
5.2.2	Geometrías	52
5.2.3	Líneas y puntos.....	52
5.2.4	Regiones.....	53
5.2.5	Malla de elementos finitos	53
5.2.6	Propiedades de los materiales	54
5.2.7	Modelo de estimación de la función de conductividad hidráulica	55
5.2.8	Condiciones de frontera.....	57
5.3	ETAPAS DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA CON SLOPE/W.....	57
5.3.1	Introducción al análisis de estabilidad con el código Slope/W	57
5.3.2	Puntos, líneas, geometrías y regiones	59
5.3.3	Resistencia de los materiales (Mohr Coulomb).....	59
5.3.4	Métodos de análisis	60
5.3.5	Formas de la superficie de falla.....	63
6.	CASO PRÁCTICO: EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA PRESA NETZAHUALCÓYOTL ANTE SISMOS Y FUERZAS DE FILTRACIÓN	69
6.1	INTRODUCCIÓN	69
6.2	GENERALIDADES DEL RÍO GRIJALVA	70
6.3	GENERALIDADES DE LA PRESA NETZAHUALCÓYOTL	72
6.3.1	Localización	72
6.3.2	Cuenca del sitio	73
6.3.3	Climatología	73
6.3.4	Área de embalse	73
6.3.5	Geología regional.....	74
6.3.6	Sismología regional	75
6.3.7	Descripción de la cortina principal	75
6.3.8	Estimación de las propiedades índice y curvas granulométricas del suelo	80
6.4	ESTIMACIÓN DE LAS CURVAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO A PARTIR DEL MODELO DE FREDLUND Y XING, (1994).....	82
6.5	MODELADO NUMÉRICO: ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA	86
6.5.1	Consideraciones para el modelado numérico	86
6.5.2	Creación del modelo geométrico	87
6.5.3	Malla de los elementos finitos.....	88
6.5.4	Condiciones de frontera.....	88
6.5.5	Función de conductividad hidráulica.....	89
6.6	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA	90
6.6.1	Resultados del flujo establecido a la altura del NAME	90
6.6.2	Resultados del flujo establecido a la altura del NAMO.....	93
6.6.3	Resultados del flujo establecido a la altura del NAMINO	94
6.6.4	Resultados del flujo transitorio.....	96

6.7	MODELADO NUMÉRICO: ANÁLISIS ACOPLADO DE FLUJO DE AGUA – ESTABILIDAD DE TALUDES	100
6.7.1	Consideraciones para el modelado numérico	100
6.7.2	Creación de la superficie de falla por el método del bloque específico	101
6.7.3	Resultado del método del bloque específico sin optimizar.....	103
6.8	RESULTADOS DEL ANÁLISIS ACOPLADO	104
6.8.1	Análisis de estabilidad al final de la construcción (a corto plazo).....	104
6.8.2	Análisis de estabilidad a largo plazo.....	107
6.8.3	Análisis de estabilidad con presencia de flujo transitorio	115
7.	CONCLUSIONES	119
7.1	CONCLUSIONES GENERALES.....	119
7.2	CONCLUSIONES DE LOS ANÁLISIS EFECTUADOS	120
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123

RESUMEN

En esta tesis se resalta la importancia de realizar análisis acoplados de flujo-estabilidad en presas de tierra y enrocado considerando el efecto de los sismos y las fuerzas de filtración. Inicialmente, se presentan aspectos generales sobre este tipo de presas y sus principales causas de falla. Se describen los fundamentos teóricos sobre los análisis de flujo de agua y de estabilidad de taludes. También se expone de forma resumida un panorama general sobre la teoría de los suelos parcialmente saturados, incluyendo algunos modelos matemáticos para este tipo de análisis. El enfoque principal se pone en el estudio de la seguridad de las presas ante los efectos sísmicos y de filtraciones. De acuerdo con esto, se propone una metodología para el modelado numérico como un problema acoplado de flujo de agua (establecido y transitorio) – estabilidad en un medio saturado/no saturado. Con la ayuda del código Slope/W (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004) se obtienen los factores de seguridad mínimos aceptables para los análisis de estabilidad mediante dos tipos de cálculos: a) análisis de estabilidad estática de taludes aplicando el método de equilibrio límite y b) análisis pseudo-estático. En la evaluación del flujo de agua, se aplica el método de los elementos finitos, con ayuda del código Seep/W (GeoStudio 2007). La aplicabilidad de la metodología propuesta se demuestra con la modelación numérica de la presa Netzahualcóyotl (Malpaso), localizada en el estado de Chiapas sobre el río Grijalva. Se trata de una presa de tierra y enrocamiento, que tiene como funciones principales el almacenamiento de agua para el riego de la zona y la generación de energía eléctrica. Para el modelado de la presa se consideraron las siguientes tres condiciones: a) análisis de taludes después de la construcción, b) análisis de taludes con flujo establecido a largo plazo, y c) análisis de taludes con flujo transitorio. Así, la principal contribución de esta tesis es mostrar cómo estudiar la estabilidad de presas de materiales graduados bajo distintas condiciones de análisis acoplados, y que el ingeniero geotecnista evalúe el comportamiento estático y pseudo-estático de este tipo de presas con ayuda del modelado numérico. Al final del documento, y de acuerdo con los resultados obtenidos, se dan conclusiones generales y se presentan sugerencias para realizar este tipo de análisis.

ABSTRACT

This thesis highlights the importance of performing coupled flux-stability analyzes on earth and ground dams considering the effect of earthquakes and filtering forces. Initially, there are general aspects about this type of dams and their main causes of failure. The theoretical foundations of the analysis of water flow and slope stability are described. It also exposes summarizes an overview of the theory of partially saturated soils, including some mathematical models for this type of analysis. The main focus is on the study of the safety of dams in the face of seismic and leakage effects. Accordingly, a methodology for numerical modeling is proposed as a coupled water flow problem (established and transient) - stability in a saturated / unsaturated medium. With the help of the Slope / W code (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004), the minimum acceptable safety factors for stability analysis are obtained through two types of calculations: A) static slope stability analysis using the limit equilibrium method and b) pseudo-static analysis. In the evaluation of the water flow, the finite element method is applied, using the code Seep/W (GeoStudio 2007). The applicability of the proposed methodology is demonstrated by numerical modeling of the dam Nezahualcóyotl (Malpaso), located in the state of Chiapas on the Grijalva River. It is a dam of earth and enrocamiento, whose main functions are the storage of water for the irrigation of the area and the generation of electric energy. For the modeling of the dam the following three conditions were considered: b) slope analysis after construction, b) slope analysis with long-term established flow, and c) slope analysis with transient flow. Thus, the main contribution of this thesis is to show how to study the stability of prey of graduated materials under different conditions of coupled analysis, and that the geotechnical engineer evaluates the static and pseudo-static behavior of this type of dams using numerical modeling. At the end of the document, and in agreement with the obtained results, general conclusions are given and suggestions are made to carry out this type of analysis.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Componentes típicos de una presa (Marsal y Reséndiz, 1979)	3
Figura 2.2 Presa de relleno hidráulico (Marsal y Reséndiz, 1979)	5
Figura 2.3 Defectos de una presa de relleno hidráulico (Marsal y Reséndiz, 1979)	5
Figura 2.4 Presa homogénea (Marsal y Reséndiz, 1979)	6
Figura 2.5 Presa homogénea con filtros aguas arriba y aguas abajo (Marsal y Reséndiz, 1979).....	6
Figura 2.6 Presa de materiales graduados (Marsal y Reséndiz, 1979)	7
Figura 2.7 Presa de enrocamiento con núcleo; a) central, b) inclinado (Marsal y Reséndiz, 1979).....	7
Figura 2.8 Presa de tierra y enrocamiento con trinchera, con espesor de aluvión $H_c < 20$ m (Marsal y Reséndiz, 1979).....	8
Figura 2.9 Presa con delantal impermeable, con espesor de aluvión $H_c > 20$ m (Marsal y Reséndiz, 1979)	8
Figura 2.10 Frecuencia de fallas de presas a nivel internacional (CONAGUA, 2012)	9
Figura 3.1 Ley de Bernoulli para el flujo de agua en suelos (Flores-Berrones, 2000)	14
Figura 3.2 Permeabilidad y condiciones de drenaje de los suelos (Casagrande y Fadum, 1939)	16
Figura 3.3 Un tubo recto de longitud L con una carga h_1 en la parte más alta y una carga h_2 , en la parte más baja (Flores, 2000).....	16
Figura 3.4 Problema típico de flujo establecido (López-Acosta, 2010)	17
Figura 3.5 Problema típico de flujo transitorio: saturación de las bases de los pavimentos (López-Acosta, 2016)	18
Figura 3.6 Esquema de un grano de suelo sujeto a flujo de agua y fuerzas de filtración (Li & Arrollo, 2011)	19
Figura 3.7 Fuerzas de filtración (Flores, 2000)	20
Figura 3.8 Diversas medidas que pueden ayudar o perjudicar la estabilidad del flujo (Flores, 2000)	21
Figura 3.9 Filtro invertido (Flores, 2000)	22
Figura 3.10 Detalle de un estrato o efecto geológico pequeño que puede causar una falla aguas abajo (Flores, 2000).....	22
Figura 3.11 Zonas de suelo saturado y parcialmente saturado (Fredlund, 2000)	23
Figura 3.12 Variación de la viscosidad del agua con respecto a la distancia a la superficie de una partícula de mineral arcilloso (Zeevaert, 1964).	24
Figura 3.13 Fases de un suelo parcialmente saturado (Yoshimi y Osterberg, 1963)	24
Figura 3.14 Esquema del ascenso capilar (Lu & Likos, 2004)	25
Figura 3.15 Curva característica de la succión del suelo (Modificado de Database, Soilvision, 2010)	27
Figura 3.16 Curvas características de succión representativas para arenas, limos y arcillas (Lu & Likos, 2004)	28
Figura 4.1 Talud en corte o relleno (Suarez, 1998).....	33
Figura 4.2 Ladera natural (Suarez, 1998)	34
Figura 4.3 Falla por deslizamiento superficial (Matteis, 2003)	36
Figura 4.4 Fallas en el cuerpo del talud (Abramson, 2002)	36
Figura 4.5 Falla por traslación (Abramson, 2002)	37
Figura 4.6 Falla con superficie compuesta (Abramson, 2002).....	37
Figura 4.7 Falla por flujo (Rico, 2000)	38
Figura 4.8 Variaciones del factor de seguridad FS (Sharma, 2002)	39
Figura 4.9 Superficie de falla de prueba (Das, 2001).....	41
Figura 4.10 Fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela (Das, 2001)	42
Figura 4.11 Determinación de los desplazamientos, utilizando el método de Newmark (Marsal y Reséndiz, 1979)	46
Figura 4.12 Geometría de la pendiente discretizada en elementos triangulares (Bojorque Iñiguez, 2011)	46
Figura 4.13 Subdivisión del elemento finito de un elemento continuo arbitrario (Desai <i>et al.</i> , 1977)	47
Figura 4.14 Método propuesto (Botero <i>et al.</i> , 2011)	48
Figura 4.15 Modelo de talud usado como ejemplo (Botero <i>et al.</i> , 2011)	49
Figura 4.16 Registro de desplazamientos (Botero <i>et al.</i> , 2011)	50
Figura 5.1 Representación de líneas y puntos	53
Figura 5.2 Región geométrica de un triángulo	53

Lista de figuras

Figura 5.3 Malla de elementos finitos (refinado de malla).....	54
Figura 5.4 Representación de la carga hidráulica (Head) en Seep/W	57
Figura 5.5 Representación de la superficie potencial de flujo (Potential Seepage Face) en Seep/W	57
Figura 5.6 Representación gráfica de Coulomb de la resistencia al esfuerzo cortante en Slope/W	59
Figura 5.7 Envolvente de falla de Mohr Coulomb en Slope/W	60
Figura 5.8 Envolvente de falla sin drenaje en Slope/W	60
Figura 5.9 Fuerza de inercia sísmica (kN) en el centroide de la dovela	62
Figura 5.10 Fuerzas (kN) presentes en la dovela con una k_v especificada	63
Figura 5.11 Método de rejilla y radio para especificar las superficies de falla de un ensayo en Slope/W	64
Figura 5.12 Superficie imaginaria de deslizamiento en Slope/W	64
Figura 5.13 Superficie de falla compuesta controlada por una capa impenetrable en Slope/W	65
Figura 5.14 Superficie de deslizamiento totalmente especificada en Slope/W	65
Figura 5.15 Rejillas para aplicación del Método del bloque específico en Slope/W	66
Figura 5.16 Deslizamiento de la superficie por el método del bloque específico en Slope/W	66
Figura 5.17 Superficie de deslizamiento por el método del bloque optimizado en Slope/W	67
Figura 6.1 Cuenca y subcuenca del río Grijalva (Rubio <i>et al.</i> , 2006).....	70
Figura 6.2 Hidrología del río Grijalva (Rubio <i>et al.</i> , 2006).....	71
Figura 6.3 Perfil del sistema de presas del Alto Grijalva (González –Villareal, 2012)	71
Figura 6.4 Localización de la presa Netzahualcóyotl	72
Figura 6.5 Información geológica de la cortina principal de la presa Netzahualcóyotl (Comportamiento de presas construidas en México, 1976).....	75
Figura 6.6 Sección de la cortina principal de la presa Netzahualcóyotl (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)	76
Figura 6.7 Propiedades de los materiales para la presa Netzahualcóyotl (Presas de México volumen II 1982-1994).....	79
Figura 6.8 Tratamiento de la cimentación para la presa Netzahualcóyotl (Presas de México volumen II 1982-1994).....	80
Figura 6.9 Curvas granulométricas de los materiales correspondientes a la sección de la cortina de la Presa Netzahualcóyotl (Modificado de Presas de México volumen II 1982-1994)	81
Figura 6.10 Estimación de la curva característica para el núcleo de la presa Netzahualcóyotl	83
Figura 6.11 Curva característica del filtro de la presa Netzahualcóyotl	85
Figura 6.12 Resumen de curvas características obtenidas para el modelo de la Presa Netzahualcóyotl	86
Figura 6.13 Geometría de la presa Netzahualcóyotl	88
Figura 6.14 Malla de elementos finitos generada por Seep/W	88
Figura 6.15 Condiciones de frontera asignadas para la presa Netzahualcóyotl.....	89
Figura 6.16 Curvas de conductividad hidráulica de los materiales constituyentes de la presa Netzahualcóyotl .	89
Figura 6.17 Distribución de la carga hidráulica y formación de la línea de corriente superior (a la altura del NAME)	90
Figura 6.18 Distribución de la presión de poro en la región de flujo de la presa (a la altura del NAME)	90
Figura 6.19 Distribución de las fuerzas de filtración en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAME)	91
Figura 6.20 Distribución de gradiente hidráulico en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAME) ..	91
Figura 6.21 Resumen de resultados (a la altura del NAME).....	92
Figura 6.22 Contenido de agua volumétrico presente en los materiales de la cortina de la presa (a la altura del NAME)	92
Figura 6.23 Distribución de las fuerzas de filtración en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAMO)	93
Figura 6.24 Distribución de gradiente hidráulico en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAMO) .	93
Figura 6.25 Resumen de resultados (a la altura del NAMO)	94
Figura 6.26 Distribución de las fuerzas de filtración en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAMINO)	95
Figura 6.27 Distribución de gradiente hidráulico en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAMINO)	95
Figura 6.28 Resumen de resultados (a la altura del NAMINO).....	96

Figura 6.29 Condiciones de frontera asignadas para la condición de flujo transitorio	97
Figura 6.30 Distribución de la carga hidráulica (flujo transitorio)	97
Figura 6.31 Distribución de la presión de poro en la región de flujo de la presa (flujo transitorio)	98
Figura 6.32 Distribución de las fuerzas de filtración en el cuerpo de la cortina de la presa (transitorio).....	98
Figura 6.33 Contenido volumétrico de agua presente en los materiales de la cortina de la presa (para flujo transitorio)	98
Figura 6.34 Distribución de gradiente hidráulico en el cuerpo de la cortina de la presa (para flujo transitorio) ...	99
Figura 6.35 Resumen de resultados (para el flujo transitorio)	99
Figura 6.36 Rejillas del método del bloque específico (aguas abajo)	102
Figura 6.37 Rejillas del método del bloque específico (aguas arriba)	103
Figura 6.38 Resultado del método del bloque específico sin optimizar	104
Figura 6.39 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P a corto plazo (análisis estático)	105
Figura 6.40 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P a corto plazo (análisis pseudo-estático)	106
Figura 6.41 Envolverte de falla talud aguas arriba por el método de M-P a corto plazo (análisis estático)	106
Figura 6.42 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P a corto plazo (análisis pseudo-estático)	107
Figura 6.43 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAME (análisis estático)	108
Figura 6.44 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAME (análisis pseudo-estático)	109
Figura 6.45 Envolverte de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAME (análisis estático)	109
Figura 6.46 Envolverte de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAME (análisis pseudo-estático)	110
Figura 6.47 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAMO (análisis estático)	111
Figura 6.48 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAMO (análisis pseudo-estático)	111
Figura 6.49 Envolverte de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAMO (análisis estático)	112
Figura 6.50 Envolverte de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAMO (análisis pseudo-estático)	112
Figura 6.51 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAMINO (análisis estático)	113
Figura 6.52 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAMINO (análisis pseudo-estático)	114
Figura 6.53 Envolverte de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAMINO (análisis estático)	114
Figura 6.54 Envolverte de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAMINO (análisis pseudo-estático)	115
Figura 6.55 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo transitorio (análisis estático)	116
Figura 6.56 Envolverte de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo transitorio (análisis pseudo-estático)	116
Figura 6.57 Envolverte de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo transitorio (análisis estático)	117
Figura 6.58 Envolverte de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo transitorio (análisis pseudo-estático)	117

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Factores de seguridad mínimos aceptables para los análisis de estabilidad (<i>Modificado de la Norma EM 1110-2-1913, USACE 2000</i>)	39
Tabla 4.2 Limitaciones de los métodos tradicionales (Flores-Berrones, 2016)	48
Tabla 5.1 MEL que satisfacen ecuaciones de la estática	58
Tabla 5.2 Características de las fuerzas entre dovelas y las relaciones entrecortes	58
Tabla 6.1 Principales características del sistema de presas del río Grijalva. CFE	72
Tabla 6.2 Precipitación media anual durante la construcción (Comportamiento de presas construidas en México, 1976).....	73
Tabla 6.3 Capacidades del vaso, en millones de m ³ (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)	73
Tabla 6.4 Resumen de las propiedades índice de los materiales (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)	77
Tabla 6.5 Permeabilidades de los materiales (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)	77
Tabla 6.6 Propiedades mecánicas de los materiales (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)	78
Tabla 6.7 Permeabilidad y propiedades mecánicas de la cimentación	78
Tabla 6.8 Determinación de las propiedades índice de los materiales de la presa Netzahualcóyotl	81
Tabla 6.9 Resultados del factor de seguridad para la condición después de la construcción de la presa.....	107
Tabla 6.10 Resultados del factor de seguridad para la condición a largo plazo a la altura del NAME de la presa	110
Tabla 6.11 Resultados del factor de seguridad para la condición a largo plazo a la altura del NAMO de la presa	113
Tabla 6.12 Resultados del factor de seguridad para la condición a largo plazo a la altura del NAMINO de la presa	115
Tabla 6.13 Resultados del factor de seguridad para la condición de flujo transitorio de la presa	118

1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

De acuerdo con el panorama nacional mexicano, el 71% de las cortinas de presas son flexibles de tierra y enrocado, mientras que el restante 29% son de materiales rígidos como mamposterías o de concreto. Existen en México más de 800 presas catalogadas como grandes presas por tener una cortina mayor de 15 m de altura, de acuerdo con la definición de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés). La mayor en altura es la presa Manuel Moreno Torres (Chicoasén), con 260 m. siendo una de las más altas en su tipo en el mundo.

Cifras estadísticas indican que la frecuencia de ruptura de presas de tierra y enrocado es cuatro veces mayor que en presas de concreto o de mampostería (Lebreton, 1985). Entre las principales fallas de presas de tierra y enrocado, se encuentran: 38% por tubificación y filtraciones, 35% por desbordamiento, 21% por falla en la cimentación y 6% otras fallas (CONAGUA, 2000).

Con respecto a las causas de falla de una presa, se debe considerar el efecto sísmico. Una de las consecuencias que provoca un sismo intenso y prolongado, es la pérdida del bordo libre por deformación de la masa o falla parcial de los taludes. Los primeros diseños sísmicos de presas se realizaron asumiendo los temblores con una aceleración horizontal uniforme aplicada estáticamente a la cortina (Seed y Martin, 1966).

Debido a las principales causas de falla en presas de tierra y enrocamiento, en esta investigación se considera importante estudiar la estabilidad de una estructura de este tipo ante los efectos de sismos y fuerzas de filtración, con el fin de respetar los objetivos para los cuales la presa fue construida.

La conveniencia de presas de tierra y enrocado en México es de suma trascendencia. Entre los beneficios más importantes se encuentran: a) el control de avenidas con la consecuente protección de vidas humanas, b) la generación de energía eléctrica, c) el riego para las zonas agrícolas y ganaderas, entre otros. Cuando una presa falla, el resultado puede ser una catástrofe tan significativa, como pérdidas económicas o de vidas humanas.

En esta investigación se realizó el análisis numérico de la presa Netzahualcóyotl (Malpaso), de tierra y enrocado, que se localiza en el municipio de Tecpatán, en el estado de Chiapas. En este estado se encuentran cinco importantes presas de tierra y enrocado de México, entre ellas, la más importante del país es la presa Manuel Moreno Torres (Chicoasén).

La importancia de estudiar la presa Netzahualcóyotl, no es solamente por las pérdidas económicas, sino las pérdidas de vidas humanas que puede causar la falla de esta estructura.

1.2 OBJETIVOS

Los principales objetivos de esta tesis son:

- Sugerir el método adecuado para modelar la curva característica y la función de conductividad hidráulica de la parte parcialmente saturada de los materiales de la presa Netzahualcóyotl, a partir de las correlaciones de curvas granulométricas y propiedades índice de los materiales.
- Estudiar el comportamiento de las fuerzas de filtración a través de los materiales graduados de la presa Netzahualcóyotl.
- Analizar la estabilidad de los taludes de la presa Netzahualcóyotl, considerando los aspectos sísmicos y las fuerzas de filtración, sujetos a condiciones de flujo establecido y transitorio, mediante análisis numéricos acoplados de flujo de agua-estabilidad.
- Presentar los resultados obtenidos de los análisis efectuados, a través de tablas, gráficas y figuras. De acuerdo con lo anterior, se proporcionan las conclusiones de la investigación y sugerencias para realizar este tipo de análisis.

1.3 ALCANCES

Capítulo 1. Se presenta una introducción en la que resalta la importancia de realizar esta investigación.

Capítulo 2. Se proporcionan consideraciones generales y aspectos fundamentales de las presas de tierra y enrocado.

Capítulo 3. Se exponen los fundamentos teóricos del flujo de agua en suelos y se da un resumen general del comportamiento hidráulico de suelos parcialmente saturados.

Capítulo 4. Se describen los fundamentos teóricos y los métodos de análisis de estabilidad de taludes en presas.

Capítulo 5. Se explica el desarrollo del análisis propuesto para la modelación numérica y se proporciona el procedimiento necesario para obtener la solución de cada etapa de análisis.

Capítulo 6. Se presenta la información necesaria de la presa Netzahualcóyotl, para realizar la modelación numérica a partir de un análisis acoplado de flujo de agua-estabilidad. Con los resultados obtenidos se discute el comportamiento y la seguridad de la presa.

Capítulo 7. Se proporcionan las conclusiones generales de la investigación y los resúmenes de resultados.

1.4 JUSTIFICACIÓN

¿Por qué estudiar la presa Netzahualcóyotl? La falla de esta presa representa un peligro para el estado de Tabasco, e incluso para la Presa Peñitas que se encuentra sobre el Río Grijalva aguas abajo de la presa Netzahualcóyotl, como se observó en 2007, cuando abrieron las compuertas de la presa Netzahualcóyotl con el propósito de evitar el desbordamiento o falla de ésta, lo que ocasionó pérdidas de vidas humanas y económicas para el estado de Tabasco.

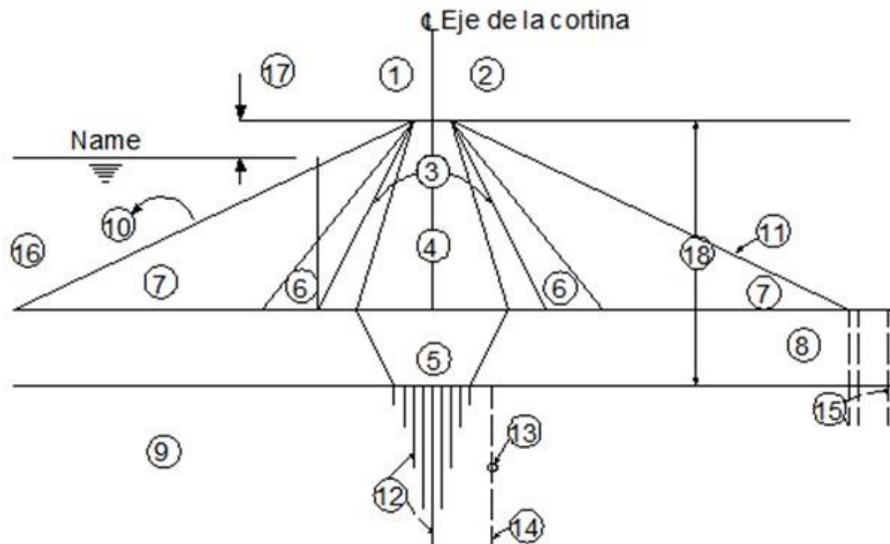
2. PRESAS DE TIERRA Y ENROCADO

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 Nomenclatura

El Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD por sus siglas en inglés) define a las presas grandes y pequeñas como:

- Las presas pequeñas usualmente son las que miden menos de 15 metros de altura. Esta categoría incluye presas rompepicos, estanques de explotaciones agrícolas y piscícolas, presas locales de retención de suelos y cisternas de almacenamiento de agua de terraplén bajo.
- Las presas grandes son las que rebasan una altura de 15 metros. Las que miden entre 10 y 15 metros se consideran grandes cuando su diseño presenta aspectos complejos especiales (por ejemplo, la necesidad de contener inundaciones).



NOMENCLATURA

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

Figura 2.1 Componentes típicos de una presa (Marsal y Reséndiz, 1979)

De los componentes de una presa (Figura 2.1) pueden generalizarse los siguientes.

Cortina o presa: Es una estructura que tiene por objeto crear un almacenamiento de agua o derivar el río.

Boquilla o sitio: Lugar escogido para construir la cortina.

Sección de la cortina: En general, es cualquier corte transversal de la presa.

Corona o cresta: Es la superficie superior de la cortina, es parte de la protección de la presa contra oleaje y sismo, y sirve de acceso a otras estructuras.

Talud: Es cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la cortina. Se medirá por la relación de longitudes entre el cateto horizontal y el vertical.

Corazón impermeable: También llamado núcleo de tierra, es el elemento que cierra el valle al paso del agua contenida en el embalse o vaso.

Respaldos permeables: Son las masas granulares que integran, con el corazón impermeable, la sección de la cortina. Pueden estar formados como el caso de la figura 2.1, por filtros, transiciones y enrocamientos.

NAME: Abreviación del nivel de aguas máximo extraordinario, es la elevación del agua en el vaso cuando la presa está llena y además funciona el vertedor a su máxima capacidad. Hay otros niveles usuales en presas, como son el de nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO), el nivel medio de operación, el mínimo de operación y el máximo de azolves.

Bordo libre: La diferencia entre la elevación de la corona y el NAME.

Entre los propósitos más importantes de las presas, se encuentran:

- Abastecimiento de agua
- Aprovechamiento para riego
- Generación de energía eléctrica
- Control de avenidas
- Modificación del régimen de escurrimiento
- Fines recreativos.

2.1.2 Clasificación

De acuerdo con el procedimiento de construcción, las presas pueden clasificarse en dos tipos: a) de relleno hidráulico, y b) de materiales compactados.

- **Presas de relleno hidráulico**

La característica fundamental de las presas de relleno hidráulico, es que los materiales integrantes de la sección, incluyendo los finos del corazón y los granulares relativamente gruesos de los respaldos permeables, son atacados en la cantera, conducidos a la cortina y colocados en ella por medios hidráulicos. Con la creación de un estanque en el centro del terraplén y canales de distribución que parten de los taludes exteriores, se logra una disposición adecuada del material explotado en canteras (Figura 2.2).

Las consecuencias de una variación importante en la cantera, o bien, de un control deficiente de la distribución del material en la cortina, se ilustran en la Figura 2.3.

Las características más importantes de las presas de relleno hidráulico son:

- Un solo material en cantera
- Transporte hidráulico y sedimentación
- Material homogéneo atacable con chiflón en cantera
- Importancia del proceso de sedimentación
- Variabilidad geométrica
- Materiales colocados en estado suelto.

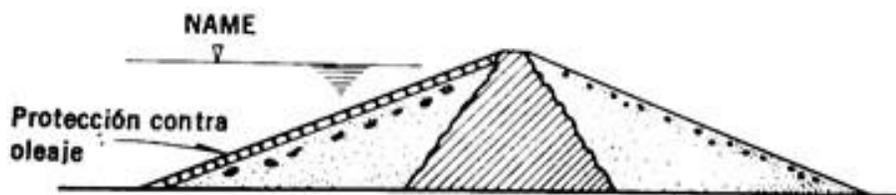


Figura 2.2 Presa de relleno hidráulico (Marsal y Reséndiz, 1979)



Figura 2.3 Defectos de una presa de relleno hidráulico (Marsal y Reséndiz, 1979)

• Presas de materiales compactados

Las principales características de las presas de materiales compactados son:

- Evolución de la compactación (equipo)
- Control del contenido de agua y de la compactación
- Núcleo impermeable
- Losa de concreto aguas arriba
- Dren de pie para abatir la línea de corriente superior
- Tapete de filtro aguas abajo
- Uso de chimeneas de drenajes verticales inclinadas
- Uso de drenes horizontales en el talud de aguas arriba.

Las características de la selección en una presa de materiales compactados dependen de la disponibilidad de los suelos y roca, de las propiedades mecánicas, de la topografía del

lugar y de las condiciones geológicas. A continuación se describen secciones típicas y se indican las razones principales que influyen en su elección.

- **Presa homogénea.** Construida casi exclusivamente con tierra compactada, tiene por lo menos una protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba (Figura 2.4). Actualmente se construyen 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 (Figura 2.5). Tiene en la base un filtro formado con arena bien graduada. El espesor y la longitud de este elemento se diseñan mediante estudios del flujo en la masa de tierra.

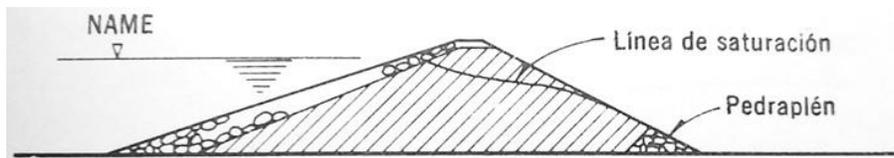


Figura 2.4 Presa homogénea (Marsal y Reséndiz, 1979)

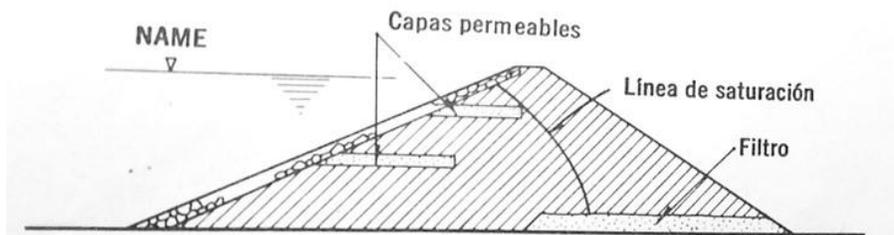


Figura 2.5 Presa homogénea con filtros aguas arriba y aguas abajo (Marsal y Reséndiz, 1979)

- **Presas de materiales graduados.** Se ha dado este nombre a las presas en que los materiales se distribuyen en forma gradual, de los suelos finos en el corazón, pasando por los filtros y transiciones a los enrocamientos (Figura 2.6).

Entre sus principales características se encuentran:

- Facilidad de construcción con material granular por condiciones climáticas
- Aprovechamiento de materiales de rezaga de excavaciones necesarias para obras accesorias del proyecto
- Ventajas de un corazón central
- Simetría en estado de esfuerzos y deformaciones
- No importa demasiado el espesor de aluviones en el desplante del núcleo
- Mayor presión en el contacto núcleo cimentación

Ventajas de un corazón inclinado en las presas de materiales graduados:

- Permite aumentar el volumen del material en el respaldo de aguas abajo y por lo tanto su estabilidad
- Permite manejar mejor los tiempos de construcción
- Reduce la estabilidad ante un vaciado rápido.

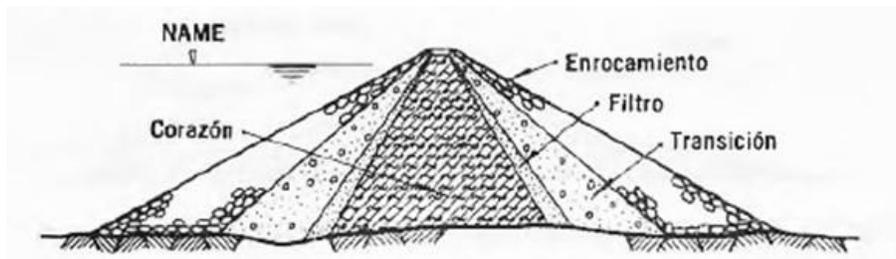


Figura 2.6 Presa de materiales graduados (Marsal y Reséndiz, 1979)

- **Presas de enrocamiento.-** Las presas de enrocamiento con corazón de tierra compactada, central o inclinado, son las más altas ejecutadas por el hombre. Las masas de roca en estas presas son voluminosas comparadas con el corazón impermeable. El corazón impermeable está formado por material compactable y protegido en sus costados con filtros de arena (Figura 2.7).

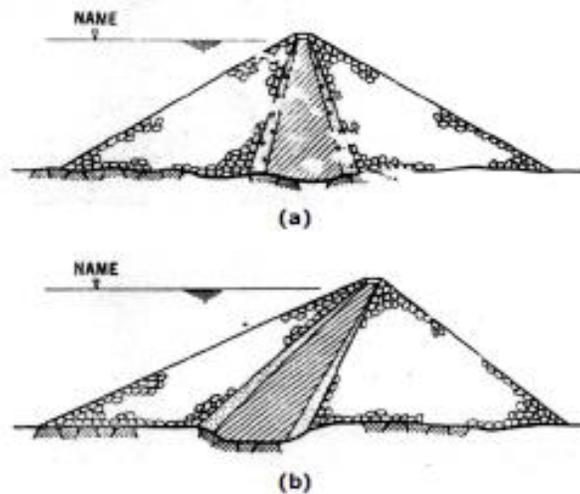


Figura 2.7 Presa de enrocamiento con núcleo; a) central, b) inclinado (Marsal y Reséndiz, 1979)

- **Presa con delantal o con pantalla impermeable.-** En el cauce del río es frecuente encontrar depósitos de aluvión, generalmente permeables. Cuando su espesor es menor de 20 m, se opta por llevar el corazón impermeable hasta la roca mediante una trinchera (Figura 2.8). Pero si tales depósitos son mayores de 20 m hasta del orden de 80 m de espesor (Hc), no sería económico excavar trincheras. Entonces, hay dos tipos de solución: a) el delantal de arcilla compactada (prolongación horizontal del corazón hacia aguas arriba) (Figura 2.9). b) la pantalla impermeable formada a base de inyecciones o bien con pilotes o muros de concreto simple colados *in situ* o por último, sustituyendo la grava y arena del río por arcilla en una trinchera excavada a través del cauce.

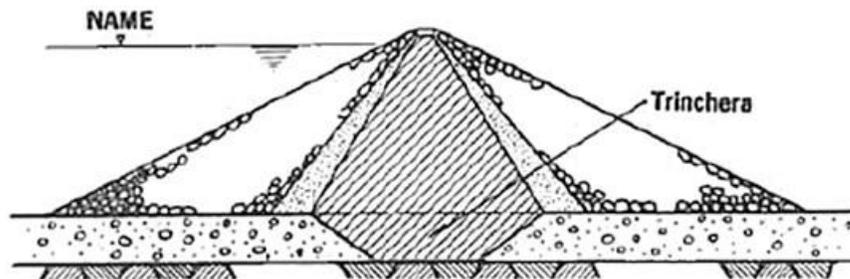


Figura 2.8 Presa de tierra y enrocamiento con trinchera, con espesor de aluvión $H_c < 20$ m (Marsal y Reséndiz, 1979)

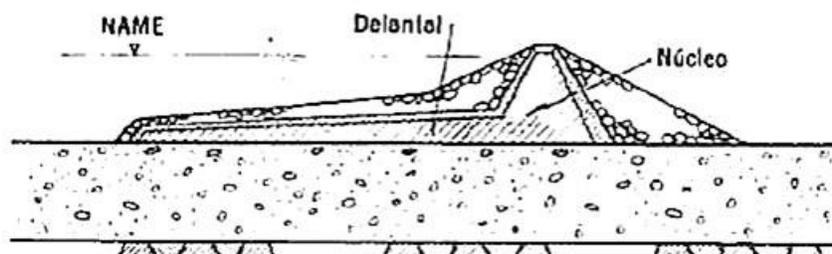


Figura 2.9 Presa con delantal impermeable, con espesor de aluvión $H_c > 20$ m (Marsal y Reséndiz, 1979)

2.2 PRINCIPALES CAUSAS DE FALLA

Es necesario establecer qué tipo de falla se presenta cuando una presa no satisface las funciones para las que fue construida. Se considera falla cuando la presa no es capaz de almacenar agua por rotura de la cortina, de su vertedor o de la obra de toma.

“Fallas verdaderamente catastróficas son las debidas a tubificación por erosión interna, ya que ellas ocurren sin previo aviso, con el embalse lleno y, a veces, muchos años después de que el vaso fue puesto en operación por primera vez” (Terzaghi y Peck, 1948).

La descarga normal por el vertedor no es una falla, pero si la estructura se modifica reduciendo su capacidad, esto puede ocasionar filtraciones por la corona que se consideran como incidentes, y si la cortina se rompe, es una falla.

En el caso de descarga de agua por ruptura de la cortina, las causas pueden ser:

- Efectos naturales como sismos y avenidas
- Mal diseño o construcción
- Mala selección de los materiales
- Envejecimiento y falta de mantenimiento
- Inestabilidad de la cimentación y empotramientos
- Filtraciones y subpresiones
- Falla en equipo mecánico (vertedores)
- Mal funcionamiento u operación (del vaso y vertedor).

La frecuencia de falla ha sido reportada por muchos autores. Con la información de más de 5500 revisiones de presas, se ha determinado que la principal causa de falla corresponde a la de tubificación y filtraciones del cuerpo de la cortina. La segunda causa de falla identificada es la destrucción de la cortina por desbordamiento, al ser insuficiente la capacidad de descarga del vertedor, y la tercera causa es el colapso de la cimentación (CONAGUA, 2012).

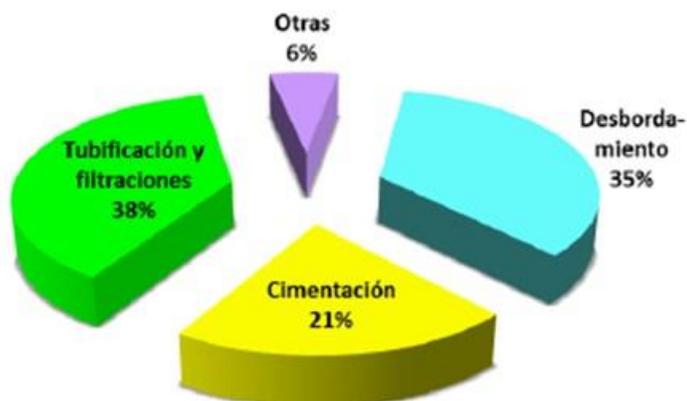


Figura 2.10 Frecuencia de fallas de presas a nivel internacional (CONAGUA, 2012)

2.3 ASPECTOS SÍSMICOS

2.3.1 Introducción

En un país como México con grandes zonas de alta sismicidad, el aspecto sísmico es una de las mayores preocupaciones en el análisis y diseño ingenieril. La seguridad de una presa de tierra y enrocado bajo los efectos producidos por los temblores ha sido una constante labor de investigación, en especial para la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Su principal interés en el diseño de presas, debido al desarrollo potencial hidroeléctrico del país, supone la construcción de un gran número de grandes presas cuya falla implicaría graves daños.

La peligrosidad sísmica es la probabilidad de ocurrencia dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de una región determinada. Los movimientos del suelo se cuantifican con parámetros como: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad.

Para el diseño sísmico de una estructura, se necesita conocer fundamentalmente cuál es la aceleración máxima del suelo que se espera en la zona donde se pretende implantar el proyecto durante la vida útil de la estructura.

2.3.2 Conceptos fundamentales

- **Magnitud e intensidad**

La magnitud de un sismo es una medida de la energía liberada (escala de Richter).

La intensidad de un sismo es una medida de la destrucción del lugar (escala de Mercalli modificada).

- **Propagación de un sismo**

La liberación de energía debida a sismos, producen ondas sísmicas que viajan a través del suelo, estas ondas de propagación se clasifican en cuatro tipos:

1. **Ondas Primarias (P).**- La primera característica de esta onda es que comprime y expande los materiales sólidos (roca), en forma alternada a la misma dirección que viaja. Estas ondas son capaces de viajar a través de materiales sólidos y líquidos, por ejemplo: océanos o magma volcánico. En ocasiones son percibidas por personas como un sonido grave y profundo. Pueden tener hasta velocidades de $V_p = 10$ km/s.
2. **Ondas Secundarias (S).**- El movimiento de las ondas S es transversal a la dirección de la propagación, es decir, se generan ondas de cortante que producen el esfuerzo cortante en el suelo, provocando una deformación. Entre las principales características de las ondas S es que solo se propagan en medios sólidos y viajan más lento que las ondas P, y alcanzan hasta velocidades de $V_s = 6$ km/s. Este es el movimiento que daña las estructuras.
3. **Ondas Love (L).**- Su movimiento es similar a las ondas S, y se encuentra restringido en el intervalo de interacción entre las diferentes capas de la superficie terrestre.
4. **Ondas Rayleigh (R).**- Tienen un movimiento vertical similar a las olas del mar. Las ondas superficiales viajan más despacio que las ondas internas.

- **Instrumentos de medición**

Sismógrafos.- Instrumento que sirve para medir terremotos o temblores provocados por los movimientos de las placas litosféricas.

Acelerógrafos.- Aparato que sirve para registrar la aceleración del suelo durante un terremoto.

2.3.3 Efecto sísmico en presas

Los efectos sísmicos son cargas dinámicas transitorias que incrementan instantáneamente el esfuerzo cortante en un talud y disminuyen el volumen de vacíos del material que conforma el talud, lo que conduce a un incremento de la presión de poro y a fracturas en la estructura térrea. Por tanto, las fuerzas cortantes se incrementan y las fuerzas de fricción resistentes a éstas decrecen. Esto es que, los sismos pueden incrementar el esfuerzo cortante actuante y reducir la resistencia cortante por el incremento de la presión de poro.

Los principales factores que afectan la estabilidad de los taludes durante un sismo son:

1. Magnitud de las aceleraciones sísmicas
2. Duración del sismo
3. Propiedades dinámicas de los materiales afectados
4. Dimensión del talud.

Los movimientos debidos a un sismo son capaces de desestabilizar los estados de inercia en taludes y terraplenes. La resistencia al esfuerzo cortante del suelo puede ser reducida debido a las cargas transitorias (por ejemplo deformaciones cíclicas) o debido a la generación de exceso de presión de poro. El efecto combinado de cargas sísmicas y cambio en la resistencia al esfuerzo cortante se refleja en la disminución de la estabilidad del talud afectado.

Normalmente las cargas cíclicas generan un exceso de presión de poro en materiales saturados no cohesivos (gravas, arenas y limos no plásticos), los cuales pueden licuarse con una pérdida de resistencia antes del sismo. Los suelos cohesivos y los materiales secos no cohesivos no son generalmente afectados por las cargas cíclicas al mismo grado.

Los principales efectos sísmicos en presas de tierra y enrocado son:

1. Deslizamientos o grandes distorsiones plásticas por esfuerzo cortante en la cortina o en su cimentación.
2. Pérdida de bordo libre por asentamientos causados por compresión volumétrica de la cortina o de la cimentación.
3. Licuación o pérdida de resistencia de la cimentación o de materiales constitutivos de la cortina.
4. Agrietamientos transversales y longitudinales de las porciones impermeables de la cortina o la cimentación.
5. Falla en la cortina causada por desbordamiento o por oscilación del agua embalsada, por cambios de nivel del fondo del embalse o por derrumbes de laderas en la margen del embalse.
6. Corte de la cortina por deslizamiento a lo largo de fallas geológicas.

La posibilidad de deslizamientos a lo largo de fallas geológicas posee especial interés en el diseño de presas. Efectivamente, es común que los lechos de ríos importantes coincidan en buena parte de su longitud con fallas de este tipo. Los deslizamientos mencionados pueden acompañar a temblores intensos, incluso ser la causa de ello, o puede tener lugar gradualmente, sin que se manifiesten en actividad sísmica. Estos hechos mantienen la importancia en el diseño de presas, ya que el llenado del vaso puede ser la causa de temblores locales.

3. FUNDAMENTOS DE FLUJO DE AGUA

3.1 INTRODUCCIÓN

El principal análisis que se debe considerar en el estudio de presas de tierra y enrocado para garantizar la seguridad de la estructura, es: el análisis de flujo de agua.

En un análisis de flujo de agua se busca conocer: La dirección y magnitud de los gradientes hidráulicos para evitar erosión local o tubificación, altas presiones de agua, dirección y cantidad de flujo que pasa a través de un medio poroso, variaciones de la presión de poro, fuerzas de filtración, entre otros.

El flujo de agua en general es complejo y no siempre se puede estudiar en forma exacta mediante el análisis matemático, debido a que las partículas de agua en movimiento presentan diferentes velocidades y están sujetas a distintas aceleraciones.

Una de las principales consideraciones del flujo de agua en presas (modificado de Reddi, 2003), son las altas presiones del agua en el lado de aguas arriba deben controlarse mediante filtros adecuados y capas drenantes dentro de las presas de tierra para proteger contra la erosión interna y tubificación. Asimismo, la generación de fuerzas de flujo, y de subpresión son consideraciones importantes que deben tomarse en cuenta en los análisis.

El análisis de flujo de agua en presas de tierra y enrocado considerando el suelo como un material parcialmente saturado, el aspecto más importante es la presión de poro de agua. La formación de la presión de poro, ya sea positivo o negativo, tiene una relación directa con la resistencia al esfuerzo cortante y las características de cambio de volumen del suelo. Investigaciones recientes han demostrado que el flujo de agua en suelos no saturados que se encuentran cerca de la superficie o de la línea de corriente superior (LCS) está directamente relacionado con la succión del suelo (presión negativa de agua). Aun así, cuando las cantidades de flujo son el principal interés, es importante establecer con precisión las presiones de poro.

3.2 ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA

3.2.1 Conceptos generales de hidráulica

Existen tres principios fundamentales que se aplican al movimiento de fluidos en general y que por tanto, son aplicables al flujo de agua, los cuales son:

- a) Principio de la conservación de la energía
- b) Principio de la conservación de la masa
- c) Principio de la cantidad de movimiento.

El flujo de agua puede ser permanente y no permanente, conocido también como establecido o estacionario y no establecido o transitorio. El flujo también puede ser laminar o turbulento; unidireccional, bidimensional o tridimensional.

• **Ecuación de Bernoulli**

La energía que posee un líquido en movimiento está integrada por la energía interna, la energía debida a la presión, velocidad y a su posición en el espacio.

Energía en la sección 1 + Energía añadida – Energía perdida – Energía extraída = Energía en la sección 2.

$$\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} + \frac{v_1^2}{2g} \right) + H_\alpha - H_l - H_e = \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w} + \frac{v_2^2}{2g} \right) \quad (3.1)$$

Donde:

z = carga hidráulica por la posición que guardan los puntos respecto a un plano de referencia
 p/γ_w = carga hidráulica debida a la presión del agua y presenta la altura a la cual asciende ésta en un piezómetro por encima del punto considerado

$\frac{v^2}{2g}$ = carga debida a la velocidad v del líquido

γ_w = peso específico del agua

g = aceleración de la gravedad.

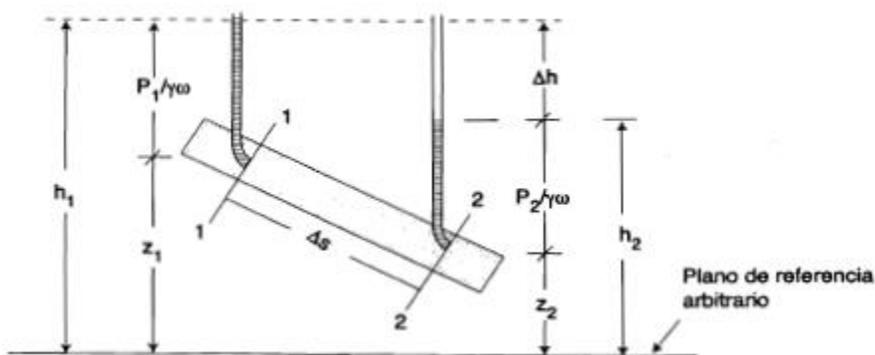


Figura 3.1 Ley de Bernoulli para el flujo de agua en suelos (Flores-Berrones, 2000)

3.2.2 Ley de Darcy

El flujo a través de suelos saturados y parcialmente saturados está gobernado por la Ley de Darcy, la cual fue propuesta originalmente para medios saturados. De acuerdo con investigaciones adicionales se demostró que esta ley también es aplicable al estudio del flujo de agua en suelos parcialmente saturados (Buckingham, 1907; Richards, 1931). Sin embargo, el coeficiente de conductividad hidráulica de un suelo parcialmente saturado no puede ser asumido como constante. Más bien, el coeficiente de conductividad hidráulica es una variable que es función de la succión mátrica e indirectamente del contenido volumétrico de agua.

La ley de Darcy (1856) para un medio poroso, homogéneo, isotrópico y saturado se expresa:

$$v = k i \quad (3.2)$$

Donde:

v = velocidad de Darcy

k = conductividad hidráulica

i = gradiente hidráulico.

La validez de la ley de Darcy depende del número de Reynolds Re , que según Wright (1968) se expresa mediante:

$$R_e = \frac{0.6vD_s\rho}{\eta(1-\eta)} \quad (3.3)$$

Donde:

v = velocidad del flujo

D_s = diámetro de la partícula cuya superficie específica es igual a la del conjunto

ρ = densidad del fluido

η = coeficiente de viscosidad del fluido.

De acuerdo con algunos autores se tiene si $Re < 1$ es aplicable la ley de Darcy.

3.2.3 Conductividad hidráulica o permeabilidad k

La permeabilidad de un suelo es una medida de su capacidad para permitir el paso de un fluido a través de él. La permeabilidad es una propiedad muy importante de los suelos, ya que afecta el costo de las actividades de construcción, como las excavaciones o la velocidad a la cual se lleva a cabo la consolidación de un estrato de suelo compresible.

La determinación experimental del coeficiente de permeabilidad k , se basa en la medición del volumen de agua, que bajo el efecto de una carga hidráulica Δh , se filtra a través de una muestra de longitud L y sección transversal A conocidas, en un tiempo t .

Existen varios métodos directos para medir el coeficiente de permeabilidad de un suelo:

1. Permeámetro de carga constante
2. Permeámetro de carga variable
3. Permeámetro de carga flexible
4. Celda Rowe.

Para el caso analítico existen ecuaciones para obtener el valor de la conductividad hidráulica: para el caso de un suelo saturado y parcialmente saturado:

$$k_i^{sat} = \rho_w g \frac{k_i}{\mu} \quad (3.4)$$

$$k_i^{nosat} = \rho_{rel} K_i^{sat} \quad (3.5)$$

Donde:

μ = viscosidad dinámica (Pa·s)

ρ_w = densidad del agua (kg/m³)

K_i = permeabilidad intrínseca (m/s)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

ρ_{rel} = densidad relativa (kg/m³).

Rangos del coeficiente de permeabilidad k , según el tipo de suelo:

Desde el punto de vista práctico conviene establecer las siguientes fronteras:

- a) Suelos permeables o con buen drenaje
- b) Suelos de poca permeabilidad o con mal drenaje
- c) Suelos impermeables.

La Figura 3.2 sintetiza la clasificación de los suelos según sus características drenantes.

k en cm/s (Escala logarítmica)

10 ²	10 ¹	1.0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	
Buen drenaje						Mal drenaje		Prácticamente impermeable			
Secciones permeables de presas y diques						Secciones impermeables de presas y diques					
Grava limpia	Arenas limpias y mezclas de agrava y arena limpia				Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcillas; morrena de glacial; depósitos estratificados de arcilla, etcétera				Suelos impermeables, por ejemplo, arcillas homogéneas por abajo de la zona de intemperismo		
Suelos impermeables que son modificados por los efectos de la vegetación e intemperismo											

Figura 3.2 Permeabilidad y condiciones de drenaje de los suelos (Casagrande y Fadum, 1939)

3.2.4 Gradiente hidráulico (i)

El gradiente hidráulico (i) se define como la pérdida de energía experimentada por unidad de longitud recorrida por el agua. Se cuantifica por la relación $\Delta h/L$, de la cual resulta adimensional (Figura 3.3).

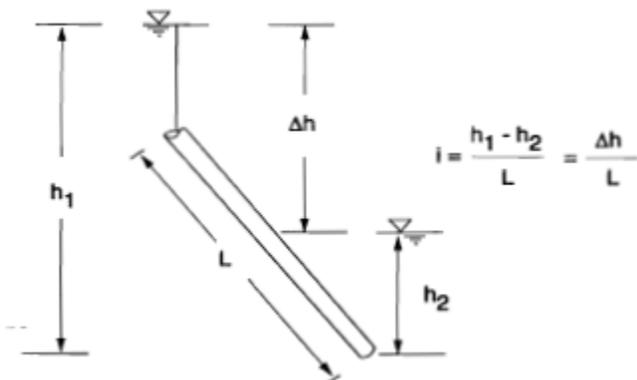


Figura 3.3 Un tubo recto de longitud L con una carga h_1 en la parte más alta y una carga h_2 , en la parte más baja (Flores, 2000)

3.2.5 Flujo establecido

El flujo establecido (Figura 3.4) se caracteriza por tener vectores de velocidad en todos los puntos de la región de flujo como funciones independientes del tiempo; esto es, $v \approx \text{constante}$.

La ecuación que permite estudiar el flujo establecido en un medio poroso se fundamenta en la ley de Darcy y en el principio de continuidad de flujo (el cual señala que tanto el gasto de entrada como de salida es el mismo), y se conoce como la ecuación de Laplace (para un medio homogéneo e isótropo con $k_x=k_y=k_z$):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3.6)$$

Donde:

h = carga hidráulica total

K_x, k_y, k_z = conductividad hidráulica en las direcciones de los espacios x, y, z , respectivamente.

Entre los métodos para la solución de esta ecuación se encuentran: solución gráfica (redes de flujo), solución analítica, modelos de laboratorio, modelos analógicos, métodos de los fragmentos, métodos de los paseos casuales, método de los elementos finitos, método de relaciones (diferencias finitas), método de elemento de frontera (ecuaciones integrales) y transformación o mapeo conforme (López-Acosta, 2013).

La ecuación de Laplace debe cumplir con las siguientes hipótesis:

1. El flujo es establecido
2. El suelo está saturado
3. El agua y las partículas sólidas son incompresibles
4. El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma
5. Hay ausencia de fuentes (ya sea de inyección o extracción de agua).

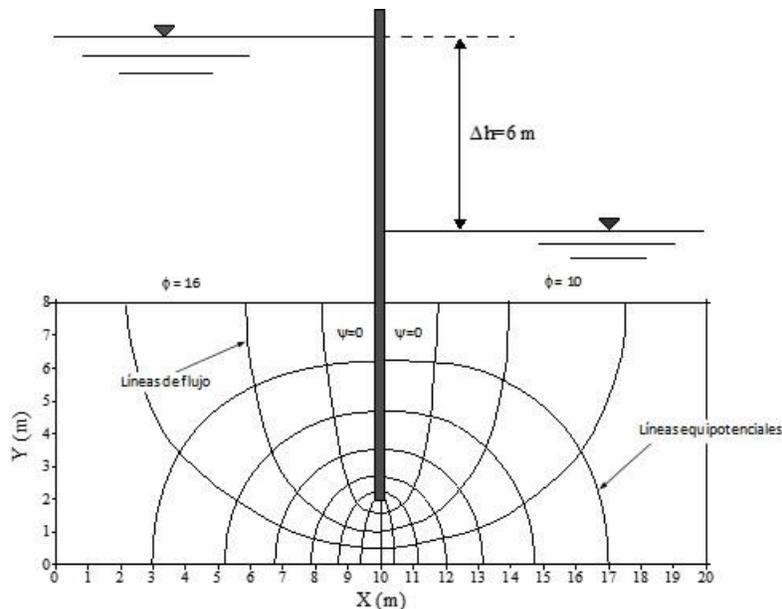


Figura 3.4 Problema típico de flujo establecido (López-Acosta, 2010)

3.2.6 Flujo transitorio

En los análisis de flujo transitorio, a diferencia del flujo establecido, se presentan cargas hidráulicas variables con respecto al tiempo, esta variación de cargas ocurre debido a los cambios en las condiciones de frontera (variación de los niveles de agua en el tiempo). La hipótesis que asume para este caso es (López-Acosta, 2013):

Gasto que sale = gasto que entra - gasto que sale en un intervalo de tiempo Δt .

La expresión negativa se refiere a un vaciado de agua o bien si el signo es de suma, el caso de un llenado de agua. Por tanto, se establece la ecuación general para flujo transitorio (ecuación de Richards, 1931):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.7)$$

Donde:

Q = término fuente (flujo frontera aplicado: inyección o extracción)

θ = contenido de agua volumétrico

t = tiempo.

Entre los métodos más comunes para la solución de flujo transitorio se encuentran: la solución analítica de ecuaciones diferenciales parciales (Alberro *et al.* 2001), método gráfico aproximado de “redes de flujo transitorias” (Cedergren, 1989), modelación numérica con el método de los elementos finitos y con diferencias finitas (López-Acosta, 2013).

El flujo transitorio se puede definir como aquel donde el vector de velocidad en cualquier punto de la región de flujo está en función del tiempo.

$$v = f(t) \quad (3.8)$$

La Figura 3.5 ilustra un ejemplo donde se presenta este tipo de flujo, con pérdida de carga hidráulica Δh variable respecto al tiempo.

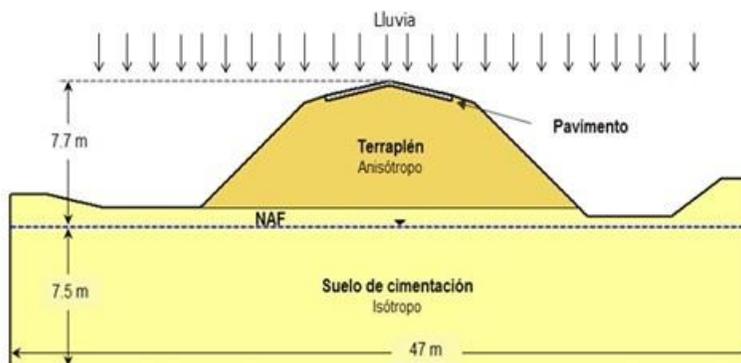


Figura 3.5 Problema típico de flujo transitorio: saturación de las bases de los pavimentos (López-Acosta, 2016)

3.3 FUERZAS DE FILTRACIÓN

Varios factores inciden en la estabilidad de taludes, desde meteorológicos e hidrológicos hasta geológicos y geotécnicos. Sin duda, el agua juega un papel prominente. Los suelos y las rocas

son materiales porosos, saturados o parcialmente saturados por el agua. Ésta al fluir a través de los poros del suelo, ocasiona fuerzas de arrastre a su esqueleto sólido, las que se conocen como fuerzas de filtración, mismas que deben cambiar el estado de esfuerzos y deformaciones de los materiales. Los esfuerzos cortantes generados o actuantes pueden rebasar las resistentes, propiciando grandes desplazamientos o hasta fallas totales en la masa de los materiales.

Aun cuando no sean tan grandes como para originar fallas masivas, las fuerzas de filtración pueden llegar a conducir partículas de suelo hacia la superficie del terreno. Esto ocurre con mayor frecuencia en suelos granulares como gravas y arenas. Si la pérdida de los materiales no se controla adecuadamente el arrastre de los mismos deja ductos o cavidades en la masa de suelo. Si este proceso evoluciona, es posible que se formen ductos continuos a lo largo de las líneas de corriente de flujo de agua, causando erosiones de gran magnitud. A este fenómeno se conoce como tubificación. Su presencia en laderas es el responsable de erosión por filtración y su presencia en presas o bordos pueden traer como consecuencia daños todavía mayores que pueden ser incluso catastróficos.

El flujo de agua y las fuerzas de filtración (Figura 3.6) se pueden analizar mediante algoritmos numéricos. Para ello se tiene que realizar pruebas de laboratorio y de campo para obtener los parámetros de conductividad hidráulica de los materiales.

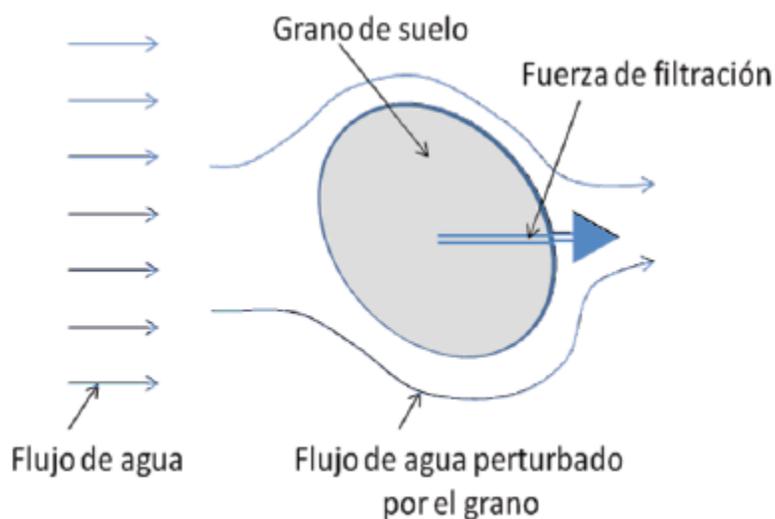


Figura 3.6 Esquema de un grano de suelo sujeto a flujo de agua y fuerzas de filtración (Li & Arrollo, 2011)

El flujo de agua en los poros del suelo ejerce sobre las partículas sólidas una fuerza llamada de filtración. Para cuantificarla considérese un elemento de suelo de volumen $\Delta V = \Delta L \times \Delta B$ limitado por las líneas AB, CD, AC y BD, de las cuales las dos primeras son equipotenciales y las últimas son líneas de corriente (Figura 3.7).

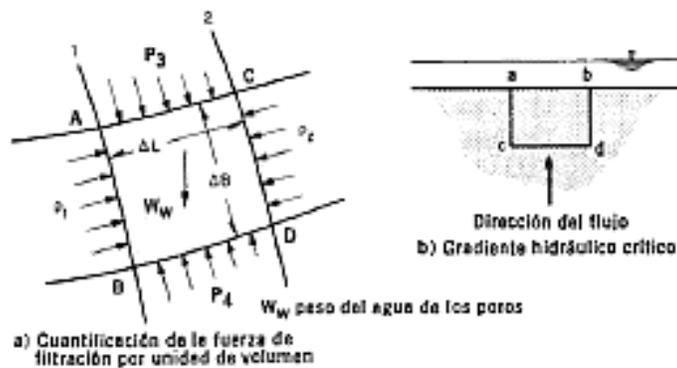


Figura 3.7 Fuerzas de filtración (Flores, 2000)

La fuerza de filtración tienen dirección perpendicular a las equipotenciales (dirección de gradiente máximo) y cuya magnitud es:

$$J = (p_1 - p_2)\Delta B \quad (3.9)$$

Si ΔB y ΔL son pequeñas y despreciando la velocidad, de la ec. (3.9) se tiene:

$$p_1 - p_2 = \Delta h \gamma_w \quad (3.10)$$

En que Δh es la caída de carga entre las equipotenciales AB y CD.

Por tanto, la fuerza por unidad de volumen ejercida por el agua en dirección del flujo es:

$$j = \frac{J}{\Delta V} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \gamma_w = i_m \gamma_w \quad (3.11)$$

En que i_m es el gradiente hidráulico máximo en el punto (gradiente hidráulico en la dirección normal a las equipotenciales).

Las fuerzas de filtración son, por tanto, fuerzas de masa o de volumen. Si cierta porción de suelo de volumen total V está sometida a un flujo uniforme (esto es de gradiente i_m constante en toda la masa), la fuerza de filtración es:

$$J = i_m \gamma_w V \quad (3.12)$$

Si el gradiente hidráulico en la masa infiltrada es una función de punto, la fuerza de filtración resultante es la suma vectorial de las fuerzas en todos los elementos de volumen:

$$\vec{J} = \gamma_w \int_v \vec{i}_m dV \quad (3.13)$$

Si en algún caso el gradiente hidráulico máximo i_m fuese suficientemente grande, la fuerza dirigida hacia arriba podría igualar o sobrepasar el valor del peso sumergido del material, lo que anularía los esfuerzos efectivos y por tanto la resistencia del suelo, si este es granular. Al valor de i_m estrictamente necesario para que eso ocurra, se le llama gradiente hidráulico crítico:

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \approx 1 \quad (3.14)$$

Donde: γ' es el peso volumétrico sumergido.

Cuando el gradiente hidráulico máximo en una superficie de salida horizontal $(i_s)_m$, se aproxima al gradiente crítico, se tiene la condición de arenas movedizas, y la tubificación es significativa. Con respecto a esto, una medida de factor de seguridad contra tubificación es:

$$(FS)_{tub} = \frac{i_{cr}}{(i_s)_m} \approx \frac{1}{(i_s)_m} \quad (3.15)$$

El valor mínimo de $(FS)_{tub}$ aceptado generalmente es 5 (Flores, 2000).

Con la ecuación (3.11) puede calcularse cualquier fuerza de filtración ligada a un cuadrado de una red de flujo; conocido el volumen de éste, que es su área multiplicada por un espesor unitario normal, puede calcularse la fuerza total, que actuará en la dirección del flujo, en el centroide del volumen del cuadrado y tangente a la línea de flujo que pasa por ese punto.

En la ecuación (3.11) se observa que la fuerza de filtración depende del peso específico del agua y del gradiente hidráulico prevaleciente en el cuadrado en cuestión, pero es independiente de la velocidad del flujo y del coeficiente de permeabilidad del suelo, de modo que es la misma en suelos cohesivos y en suelos friccionantes, aunque las velocidades del flujo en ambos tipos de suelos difieran mucho. La fuerza de filtración es debida a la resistencia viscosa de la estructura sólida del suelo generada en el fluido; por ella el agua consume energía en forma de presión hidrodinámica capaz de vencerla, según se ve en la ecuación (3.11) en que se aprecia el empuje hidrodinámico es debido a la pérdida de carga Δh que el agua pierde en el recorrido ΔL a través del cuadrado.

A continuación se presentan medidas para mitigar fuerzas de filtración:

La fuerza de flujo puede aumentar o disminuir en un problema dado, dependiendo de las medidas que se adopten, en la Figuras 3.8 ilustra lo que puede originar alguna de estas medidas.

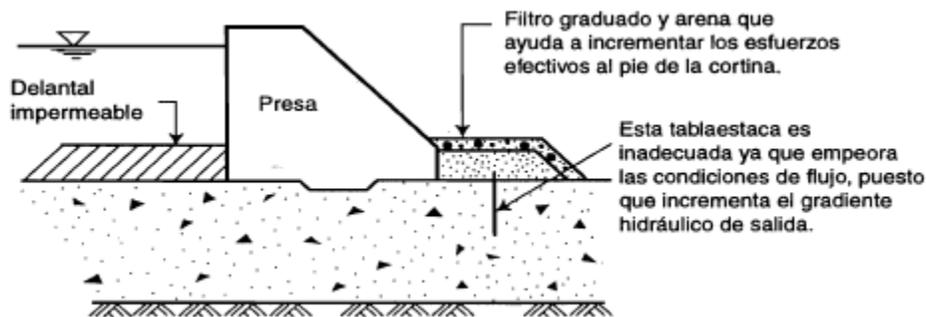


Figura 3.8 Diversas medidas que pueden ayudar o perjudicar la estabilidad del flujo (Flores, 2000)

Para controlar las fuerzas de flujo, Terzaghi ideó el “filtro invertido” (ver Figura 3.9) y el filtro pesado (weighted filter) que va descubierto con sobrecarga para evitar levantamiento por fuerzas de flujo (ver Figura 3.10).

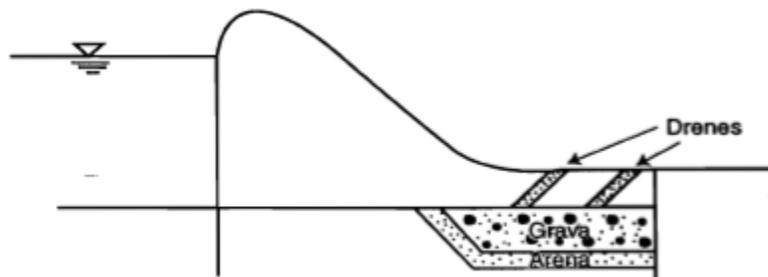


Figura 3.9 Filtro invertido (Flores, 2000)

La manera de solucionar lo que se observa en la Figura 3.10, es poner un drenaje para reducir la presión y mejorar la estabilidad de la estructura.

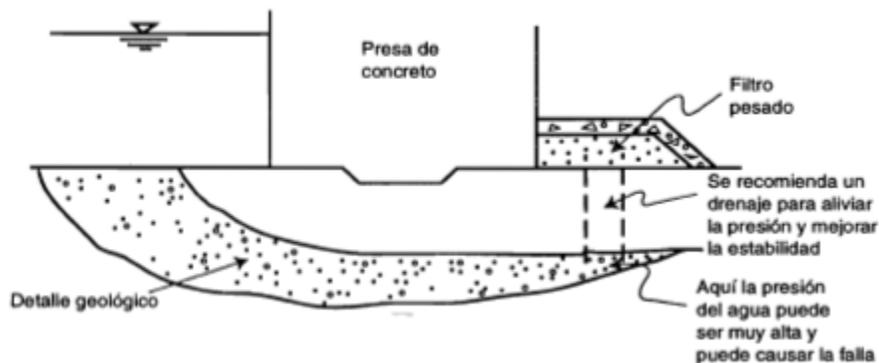


Figura 3.10 Detalle de un estrato o efecto geológico pequeño que puede causar una falla aguas abajo (Flores, 2000)

3.4 SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

Es necesario diferenciar entre un suelo saturado y un suelo parcialmente saturado. Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua, un suelo en tal circunstancia consta de dos fases: sólida y líquida, y cuando se presenta un suelo parcialmente saturado consta de tres fases: sólida, líquida y gaseosa, y de acuerdo con Fredlund y Morgenstern (1977), se podría hablar de una cuarta fase: la interfaz aire-agua o membrana contráctil.

En término de flujo de agua la diferencia más importante es la permeabilidad, siendo menos permeables los suelos parcialmente saturados debido a que se tienen poros con aire que disminuyen el área de porción conductiva a través del suelo.

En la Figura 3.11 muestra un esquema planteado por Fredlund (2000) para representar los estados del suelo dependiendo de las fases presentes.

Los suelos que se encuentran por debajo del nivel freático se consideran en estado saturado, es decir, los espacios vacíos ocupados completamente por agua. De acuerdo con las leyes de la hidráulica bajo esta condición, el agua en los poros se encuentra a una presión positiva, es decir, que ejerce una fuerza positiva, de igual magnitud y en todas las direcciones y se le conoce como presión de poro debida al agua (u_w).

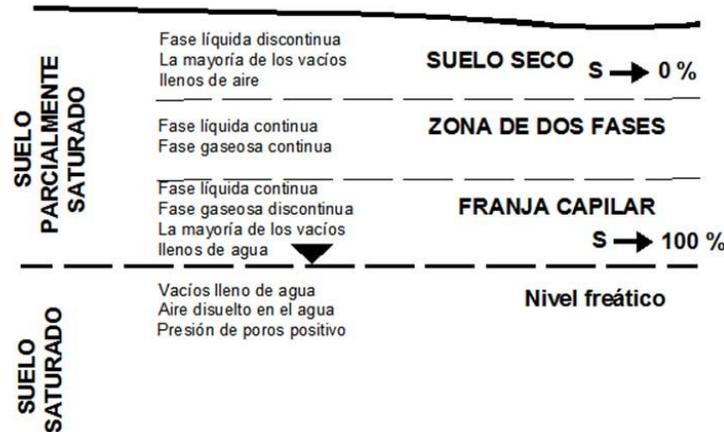


Figura 3.11 Zonas de suelo saturado y parcialmente saturado (Fredlund, 2000)

Los suelos que se encuentran por encima del nivel freático, pueden estar en estado seco o parcialmente saturado. La zona de suelo seco es la que se encuentra más cerca de la superficie del terreno y, de acuerdo con Fredlund (2000), la mayor parte de los vacíos se encuentran llenos de aire, pudiendo existir una fase líquida pero en estado discontinuo, es decir, como pequeñas gotas de agua aisladas. El grado de saturación del suelo seco es $S \rightarrow 0\%$.

La franja más cercana al nivel freático es la franja capilar, donde la mayor parte de los vacíos se encuentran llenos de agua de manera continua, pero puede existir una fase gaseosa discontinua, es decir, se presentan burbujas de aire. El grado de saturación del suelo en la franja capilar es cercano al 100% ($S \rightarrow 100\%$), pero el suelo no se considera saturado y a diferencia de este, el agua que ocupa los vacíos se encuentra a una presión negativa, es decir, la presión de poro debida al agua (u_w) es negativa y se rige por el fenómeno de capilaridad.

Entre la zona del suelo seco y la franja capilar existe una zona intermedia denominada por Fredlund (2000) como zona de dos fases. En esta zona, el agua y el aire se encuentran ocupando los poros, ambos de manera continua y el grado de saturación se encuentra en un intervalo entre el 20% y el 80%. La presión en los poros del suelo es negativa, pero es debida a la diferencia de presión entre ambas fases.

La mecánica del suelo parcialmente saturado se ha desarrollado para esta zona intermedia, donde hay continuidad de las fases líquidas y gaseosas, sin embargo, las teorías propuestas se pueden extender para los tres casos Fredlund y Rahardjo, (1993).

3.4.1 Fases de un suelo parcialmente saturado

Como ya se mencionó anteriormente un suelo parcialmente saturado es un sistema trifásico compuesto por sólidos, líquidos y gases. En la Figura 3.13 se expresa las relaciones existentes entre las fases y componentes del suelo, según Yoshimi y Osterberg (1963).

Fase sólida: Es la fase más importante del suelo debido a que forma el esqueleto de su estructura, está integrada básicamente por partículas sólidas de distintos tamaños. Entre las propiedades más importantes de dicha partícula son: el tamaño (fracción gruesa o fracción fina), forma, textura y composición química.

Fase líquida: La fase líquida del suelo constituida principalmente de agua, la cual, dependiendo de su movilidad dentro de la estructura del suelo, se puede presentar en las siguientes condiciones: agua adsorbida, agua capilar o absorbida y agua libre o gravitacional.

- Agua adsorbida en la partícula o que es parte de la capa doble difusa, que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas. El agua adsorbida no circula en el interior de la masa de suelo y tiene importancia muy relevante en el comportamiento mecánico de los suelos constituido por minerales de arcillas cuyas partículas son menores de dos micras. La atracción molecular de las partículas minerales hacia las moléculas del agua hacen que las propiedades de esta última se modifiquen provocando cristalización en la periferia de la partícula del mineral; así, la viscosidad del agua aumenta progresivamente a medida que sus moléculas se acercan a la partícula del mineral, tal como se observa en la Figura 3.12 (Zeevaert, 1964).

De acuerdo a la Figura 3.12, en la zona I el agua posee muy alta viscosidad presentando un estado sólido y en la zona II se encuentra una viscosidad mayor que la normal.

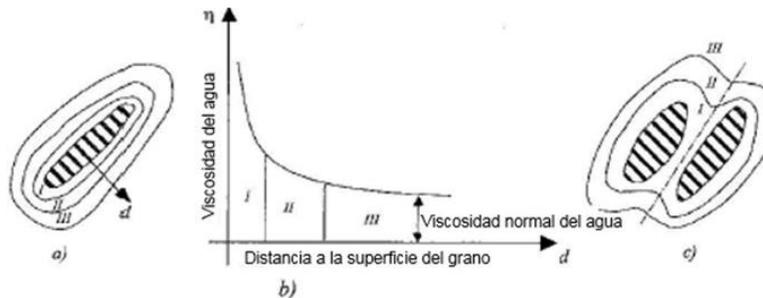


Figura 3.12 Variación de la viscosidad del agua con respecto a la distancia a la superficie de una partícula de mineral arcilloso (Zeevaert, 1964).

- El agua absorbida por los poros del suelo como un efecto de la tensión superficial del agua.
- Agua gravitacional es aquella contenida en las oquedades del suelo, y fluye través de ellas cuando se le somete a un gradiente hidráulico.

Fase gaseosa: Constituida básicamente por aire y vapor de agua. De acuerdo con los estudios de varios autores mencionan que las condiciones de éste dependen del contenido de agua o del grado de saturación.

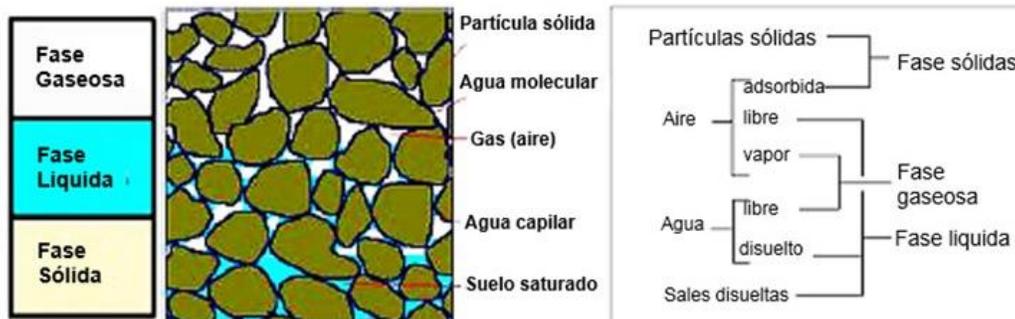


Figura 3.13 Fases de un suelo parcialmente saturado (Yoshimi y Osterberg, 1963)

3.4.2 Capilaridad

La capilaridad es un fenómeno físico característico de los líquidos, que se estudia con un “tubo capilar” (tubo de vidrio de pequeño diámetro) introducido en un recipiente que contiene el líquido. La capilaridad es el fenómeno que permite que el líquido ascienda dentro del tubo, en contra de la gravedad, hasta llegar a la altura capilar (h_c). Esta altura capilar dependerá de la tensión superficial (T_s), la fuerza de adhesión entre el líquido y el material del tubo capilar (ángulo de contacto, α) y el diámetro del tubo capilar (d). La tensión superficial es una fuerza que se genera por el desbalance de las fuerzas intermoleculares del líquido en la interfaz líquido-aire.

La altura capilar se determina del equilibrio de fuerzas verticales en la columna de agua dentro del tubo capilar, como se muestra en la Figura 3.14.

$$h_c = \frac{4T_s \cos \alpha}{\rho d g} \quad (3.16)$$

Donde: h_c = altura capilar; T_s = tensión superficial; α = ángulo de contacto; d = diámetro del tubo capilar; ρ = densidad del líquido y g = aceleración de la gravedad.

El ascenso capilar tiene lugar en tres etapas:

1. Las fuerzas de cohesión y adherencia obligan a la superficie líquida interior del tubo a adoptar la forma curva.
2. La diferencia de presiones (presión atmosférica y presión normal) crea un estado de desequilibrio.
3. El agua asciende con objeto de restablecer el equilibrio.

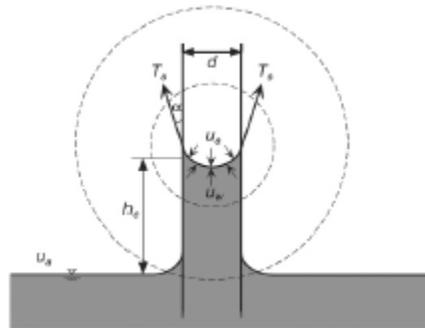


Figura 3.14 Esquema del ascenso capilar (Lu & Likos, 2004)

Con base a lo expuesto en la figura 3.14, se pueden estimar las fuerzas de ascenso y gravitacionales:

$$F_{ascenso} = \pi d T_s \cos \theta \quad (3.17)$$

$$F_{gravitacional} = \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) h_c \gamma_w \quad (3.18)$$

Este fenómeno se presenta en suelos con presencia del nivel de agua freática. Del nivel freático hacia arriba se desarrolla una altura capilar, es decir, que el agua asciende a través

de los poros del suelo y se forma la franja capilar. En esta franja capilar, el suelo está saturado pero con una presión de agua negativa, esto hace que el suelo sea parcialmente saturado. El diámetro del tubo capilar en el modelo mecánico es análogo al diámetro de los vacíos o poros en el suelo, por tanto, la altura capilar en los suelos de grano fino es mayor que en los suelos de grano grueso. El fenómeno de capilaridad y el cálculo de la altura capilar en suelos, son más complejos, debido a la irregularidad y variabilidad de los tamaños de partículas y, por tanto, de la distribución y tamaños de los poros.

3.4.3 Succión

El concepto de succión del suelo fue desarrollado en la física del suelo a principios de los años 1900s, relacionado con el sistema agua-suelo-plantas (Buckingham, 1907). Dentro del estudio del comportamiento mecánico del suelo parcialmente saturado, el concepto de succión fue introducido en Inglaterra en los años 50s (Croney y Coleman, 1948), dentro de un contexto termodinámico. Estos conceptos y definiciones han sido aceptados y utilizados en la mecánica de suelos y la geotecnia.

La succión total es referida como la cantidad de energía asociada a la capacidad del suelo para retener agua (Lee y Wray, 1995). Ridley (1993) la define como la energía requerida para remover una molécula de agua de la matriz de suelo por medio de la evaporación.

La energía necesaria para remover el agua del suelo o succión total tiene dos componentes: una asociada al efecto de la capilaridad denominada succión matricial (Ψ_m) y una componente debida a la presencia de sales disueltas en el agua, llamada succión osmótica π .

La succión matricial se expresa como la diferencia entre la presión del agua y la presión del aire en los poros ($u_a - u_w$).

$$\Psi_m = u_a - u_w \quad (3.19)$$

Donde: Ψ_m es la succión matricial; u_w es la presión del agua en los poros; u_a es la presión del aire en los poros.

El valor de la succión matricial depende del tamaño y distribución de las partículas, del tamaño de los poros y del grado de saturación (Dineen, 1997). Cuando el grado de saturación disminuye, el menisco se retrae en espacios de poros pequeños, el radio de curvatura del menisco se reduce y de esta manera la succión matricial se incrementa.

La succión osmótica (π) es la componente de la succión asociada a la presencia de sales disueltas en agua. La presencia de sales disueltas reduce la presión de vapor en el espacio que se encuentra por encima de la interfaz agua-aire, por tanto, se requiere de mayor energía para remover una molécula de agua. Esta energía adicional requerida es la succión osmótica, y es independiente de los efectos por capilaridad.

La succión total es considerada como la suma algebraica de las componentes matricial y osmótica. La ecuación (3.20) se conoce como la ecuación del modelo de capilaridad de Kelvin.

$$\Psi = (u_a - u_w) + \pi = \Psi_m + \pi \quad (3.20)$$

Donde: Ψ = succión total; Ψ_m = succión matricial y π = succión osmótica

En ingeniería geotécnica, la succión se expresa en unidades de presión: Kilopascales (kPa) en el sistema internacional de unidades (SI).

3.4.4 Función de almacenamiento o curva característica

La función de almacenamiento es la relación entre el contenido de agua volumétrico y la succión en un suelo, y se define mediante la curva característica de succión en el suelo (SWCC, Soil Water Characteristic Curve). Esta relación también es conocida en la ciencia del suelo como curva de retención de agua.

La cantidad de agua en el suelo puede expresarse en términos de humedad gravimétrica (w), grado de saturación (S) o contenido de agua volumétrico (θ) y se grafica en las ordenadas, mientras que las abscisas grafica la succión total. La SWCC no es única para un suelo, su forma y posición no son las mismas.

Puntos característicos de la SWCC.

La curva característica de succión del suelo en trayectoria de secado fue caracterizada por White *et. al* (1970). En la SWCC en términos del grado de saturación existen tres zonas claramente identificables como se muestra en la Figura 3.15: la zona capilar, zona de transición y zona de saturación residual, y existen dos puntos característicos que marcan el límite entre cada etapa: el valor de entrada de aire y el grado de saturación residual.

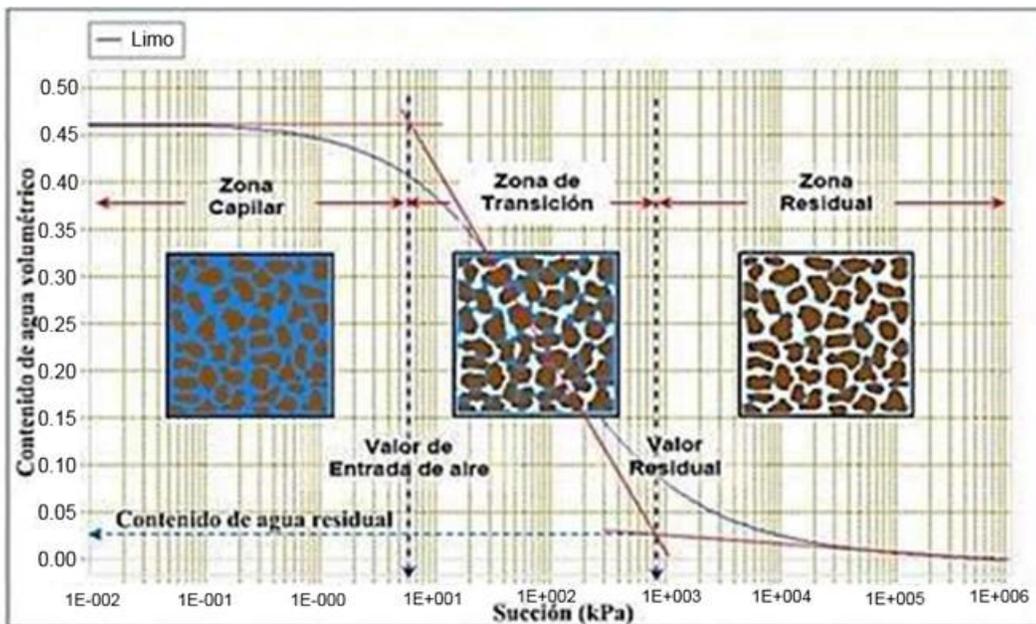


Figura 3.15 Curva característica de la succión del suelo (Modificado de Database, Soilvision, 2010)

En la zona de efecto de borde (zona capilar), la gráfica es inicialmente horizontal, es decir, el suelo permanece saturado. El valor de entrada de aire, es la succión requerida para que el aire entre en los poros más grandes del suelo y se inicia la desaturación o pérdida de la saturación. En este punto se inicia la zona de transición, en la cual existe una interfaz aire-agua, pero el agua se encuentra de manera continua. Finalmente, al seguir disminuyendo el contenido de agua volumétrico dentro de los poros, se llega al grado de saturación residual, donde se inicia la zona desaturación residual. El grado de saturación residual corresponde al contenido de

agua para el cual, la fase líquida deja de ser continua y los poros se encuentran ocupados principalmente por aire.

En la Figura 3.16 muestra curvas características de succión representativas de arenas, limos y arcillas, donde se observa la forma de la curva asociada al tipo de suelo, que indirectamente indica la influencia del tamaño de partículas y el tamaño de poros. El valor de entrada de aire de los suelos gruesos es menor que para los suelos finos, debido a la presencia de poros de mayor tamaño.

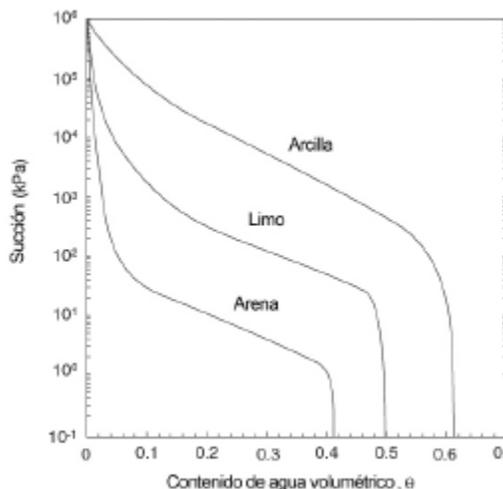


Figura 3.16 Curvas características de succión representativas para arenas, limos y arcillas (Lu & Likos, 2004)

En la Figura 3.16 se observa la relación contenida de agua-succión y por tanto, la forma de la SWCC, se ve influenciada por la distribución de los tamaños de poros y de partículas, la densidad, el contenido de agua y la mineralogía del suelo (Lu & Likos, 2004).

Entre los factores que afectan la función de almacenamiento, se encuentran: la estructura tipo y mineralogía del suelo, energía y contenido de agua inicial de compactación, influencia del estado de esfuerzos y técnicas de saturación de la muestra.

3.4.5 Modelos de estimación de la función de almacenamiento

Diversas ecuaciones matemáticas han sido propuestas para describir la SWCC: Van Genuchten (1980), Fredlund y Xing (1994), entre otros. Todas las ecuaciones involucran parámetros empíricos de ajustes, que están relacionados con el contenido residual de agua (Θ_r) y la succión correspondiente al contenido residual de agua (Ψ_r).

Modelo de Fredlund y Xing (1994)

La ecuación (3.21) muestra la propuesta por Fredlund y Xing (1994), en términos del contenido de agua volumétrico. Resuelve el problema relacionado con la obtención de la curva característica para valores altos de succión, esto lo hace aplicando un factor de corrección que lleva la ecuación de la curva característica a una succión del suelo de 1×10^6 kPa y un contenido de agua residual a cero.

$$\theta(\Psi) = \theta_s \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\Psi_r} \right)} \right] \left[\frac{1}{\left\{ \ln \left[e(1) + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \right] \quad (3.21)$$

Donde:

$\theta(\Psi)$ = contenido de agua volumétrico a cualquier valor de succión

θ_s = contenido de agua volumétrico saturado

Ψ = succión en el suelo (kPa)

Ψ_r = succión residual

$e(1)$ = base de logaritmo natural (2.71828)

a = valor de entrada de aire

n = parámetro del suelo que controla la pendiente de la curva en el punto de inflexión

m = parámetro de ajuste relacionado con el contenido de agua volumétrico residual.

Para determinar el valor de la succión residual se determina según el tipo de suelo que se presente, del siguiente modo:

Para suelos cohesivos-plásticos:

$$\Psi_r = 0.86 \left(\frac{\zeta}{e} \right)^{1.2} w_L^{1.74} \quad (3.22)$$

Para suelos granulares:

$$\Psi_r = 0.86 h_{cOG}^{1.2} \quad (3.23)$$

La ascensión capilar está dada según el tipo de suelo en cuestión, debido a ello se presenta lo siguiente:

$$h_{cOG} = \frac{b(cm^2)}{eD_{10}(cm)} \text{ o } h_{cOP} = \frac{\zeta w_L^{1.75}}{e} \quad (3.24)$$

Donde:

h_{cOG} = ascenso capilar en suelos granulares

h_{cOP} = ascenso capilar en suelos cohesivos-plásticos

D_{10} = diámetro de la partícula (cm) correspondiente al 10% de la curva granulométrica

w_L = límite líquido.

Las variables b y ζ se expresan de la siguiente forma:

$$b(cm^2) = \frac{0.75}{1.17 \log(C_u) + 1} \quad (3.25)$$

$$\zeta \approx 0.15 \rho_s \quad (3.26)$$

Donde:

C_u = coeficiente de uniformidad

ρ_s = densidad de la partícula.

Correlaciones de los parámetros de ajuste del suelo

Para determinar la curva característica del suelo es necesario contar con parámetros de ajustes que se obtienen con pruebas de laboratorio. Cuando existe la dificultad de realizar estos ensayos existen correlaciones que pueden emplearse como alternativa para establecer estos parámetros.

La propuesta por Zapata (1999), se basa en los resultados obtenidos de las pruebas índice. Esta correlación se aplica al modelo de Fredlund y Xing, (1994) y su desarrollo se basa en 190 tipos de suelos.

La correlación de zapata (1999) subdivide los distintos tipos de suelo en función del índice de plasticidad mayor e igual que cero. En función de lo anterior, se obtiene un índice de plasticidad ponderado que consiste en el producto del porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200 de una prueba granulométrica.

En suelos con índice de plasticidad mayor que cero ($IP > 0$), los parámetros de ajuste se obtienen de la siguiente forma:

$$a = 0.0034(wIP)^{3.35} + 4(wIP) + 11 \quad (3.27)$$

$$m = 0.0514(wIP)^{0.465} + 0.50 \quad (3.28)$$

$$n = m[-2.313(wIP)^{0.14} + 5] \quad (3.29)$$

Donde:

w = porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200 en la curva granulométrica

IP = índice de plasticidad obtenido en laboratorio.

En los suelos granulares ($IP=0$), los parámetros de ajuste se obtienen según las siguientes expresiones:

$$a = 0.8627(D_{60})^{-0.751} \quad (3.30)$$

$$m = 0.1772[\ln(D_{60})] + 0.7734 \quad (3.31)$$

$$n = 7.5 \quad (3.32)$$

Donde:

D_{60} = diámetro correspondiente al tamaño del grano en el que se tiene el 60% de suelo en una curva granulométrica.

En el planteamiento de las expresiones anteriores se considera que el valor del índice de plasticidad ponderado wIP se encuentra en rango de 0.1 y 50.

Modelo de Van Genuchten (1980)

En 1980, Van Genuchten propuso una ecuación de cuatro parámetros como una solución de forma cerrada para predecir la función de almacenamiento. La ecuación principal es:

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^n\right]^m} \quad (3.33)$$

Donde:

θ_w = contenido de agua volumétrico (m^3/m^3)

θ_r = contenido agua volumétrico residual (m^3/m^3)

θ_s = contenido agua volumétrico saturado (m^3/m^3)

Ψ = succión (kPa).

a = valor de entrada de aire en el suelo (kPa)

n = parámetro que controla la pendiente en el punto de inflexión en la curva característica

m = parámetro relacionado al contenido de agua volumétrico residual.

El método de Van Genuchten puede ser usado cuando los parámetros de ajuste de la curva son conocidos, estos valores de a , n , m , pueden ser localizados en diferentes literaturas y pueden ser aplicados al modelo, incluso en el código Seep/W.

4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

4.1 INTRODUCCIÓN

Una superficie inclinada respecto a la horizontal se llama talud o pendiente no restringida, los taludes pueden ser naturales (laderas) o diseñados por el ingeniero civil (cortes o terraplenes).

La mayoría de las fallas registradas en taludes térreos son movimientos masivos siguiendo una superficie de falla más o menos definida. Quien diseña una obra le resulta siempre imprescindible conocer cuál es el estado de falla último y bajo qué circunstancias se presenta. Por ello, se ha acumulado vasta experiencia en la determinación de los parámetros del suelo, definición de mecanismos de falla, realización de métodos de análisis y selección de factores de seguridad.

Los taludes son masas de tierra (suelo o roca) que tienen una inclinación respecto a la horizontal o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente (Suárez, 1998).

Con referencia a las Figuras 4.1 y 4.2, se describen los elementos más importantes de un talud artificial y de una ladera natural.

- **Altura:** Distancia vertical entre el pie de talud y la cabeza u hombro, la cual se presenta definida en taludes artificiales, pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.
- **Pie de talud:** Corresponde al sitio de cambio brusco en la parte inferior.
- **Cabeza u hombro:** Se refiere al sitio de cambio brusco en la parte superior.
- **Altura del nivel freático:** Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.
- **Pendiente:** Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación $m/1$, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una distancia vertical.



Figura 4.1 Talud en corte o relleno (Suarez, 1998)

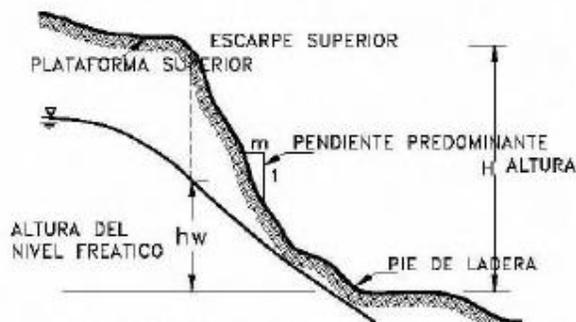


Figura 4.2 Ladera natural (Suarez, 1998)

Las pendientes naturales son propensas a los problemas de estabilidad de taludes y, pueden fallar debido a los cambios de topografía, sismicidad, las aguas subterráneas, pérdida de fuerzas, cambios de tensión y a la intemperie. Aunque existe una incertidumbre significativa sobre la estabilidad de una ladera natural. Esto ha sido enfatizado por Peck (1967), quien dijo: *“Nuestras posibilidades de predicción de la estabilidad de una ladera natural son quizás mejor si el área de estudio en una zona de deslizamiento que ha sido estudiado previamente y puede ser reactivado por algunas operaciones humanas tales como la excavación en el pie del talud. Por otro lado, nuestras posibilidades son quizás peor si el mecanismo de activación del derrumbe es en una ubicación que no se ha estudiado previamente y a una cuestión de probabilidad tal como la ocurrencia de un terremoto”*.

Las pendientes o taludes artificiales pueden ser considerados en tres categorías: terraplenes, talud de corte y estructuras de contención.

Entre los terraplenes y rellenos, involucran suelos compactados para carreteras y vías ferroviarias, vertederos, presas de tierra y diques. Estos dos últimos corresponden a las cortinas objeto de estudio de esta tesis.

4.2 MECANISMOS DE FALLA EN TALUDES

La falla de un talud o ladera se debe a un incremento de los esfuerzos actuantes o una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esta variación, en general es causada por los efectos naturales y actividades humanas.

Terzaghi y Peck (1967) afirman, *“el deslizamiento puede ocurrir en casi todas las maneras imaginables, poco a poco o de repente y con o sin provocación aparente”*. Esta falla de talud puede ser debida a una pérdida repentina o gradual de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo o por un cambio en las condiciones geométricas.

Antes de ocurrir una falla, existen factores que influyen en la estabilidad del talud, según Budhu (2007) los factores principales son:

- **Erosión:** Pueden provocar fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc. en los taludes.
- **Lluvia:** Cuando un talud es sometido a lluvia constante, la masa de suelo se ve afectada al saturarse, provocando un aumento de peso en la masa, una disminución en la

resistencia al esfuerzo cortante y la erosión de la superficie expuesta. Al introducirse agua en las grietas que presente el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes o aparición de fuerzas de filtración, pudiendo provocar la falla del mismo.

- **Sismos:** Los sismos someten al talud a variaciones cíclicas de cargas en periodos de tiempo (segundos o minutos), que causan inestabilidad o deformaciones permanentes en el talud, dependiendo de la severidad del movimiento y de sus efectos en la resistencia del suelo.
- **Cargas externas:** La aplicación de cargas sobre la corona del talud provocan un aumento en las fuerzas actuantes en la masa de suelo, lo cual puede llevar a la falla del talud si estas cargas no son controladas o tomadas en cuenta durante la evaluación de la estabilidad del talud.
- **Condición de presión de poro y vaciado rápido:** Un análisis eficaz de la presión de poro se realiza en lugares relevantes como en la pendiente o talud. Los embalses pueden estar sujetos a un cambio rápido en su nivel de agua y a una reducción de la fuerza lateral que proporciona agua, además que el exceso de presión de poro no tiene tiempo de disiparse.
- **Excavaciones y/o rellenos:** A la presencia de una excavación en el pie del talud, el esfuerzo total disminuye, generando en el suelo un incremento negativo en la presión de poro.

A continuación se presentan las fallas más comunes en taludes.

4.2.1 Falla por deslizamiento superficial

Terzaghi (1948) distingue dos clases de deslizamiento superficial: 1) el estacional, que afecta solo a la corteza superficial del talud cuyos suelos sufren la influencia de los cambios climáticos (humedecimiento y secado) en forma de expansiones y contracciones. 2) el masivo, que afecta a capas de suelo más profundas no afectadas por el clima, por lo que sólo se puede atribuir al efecto de factores que actúan en los suelos.

El desequilibrio puede iniciar a partir de un incremento de las cargas actuantes en la corona del talud, o por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante (Figura 4.3).



Figura 4.3 Falla por deslizamiento superficial (Matteis, 2003)

4.2.2 Falla por rotación

En este caso se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Este tipo de falla puede presentarse por el pie del talud, sin interceptar el terreno de cimentación, o pasando adelante del pie del talud, afectando el terreno de cimentación del talud (falla de base). Estos tipos de falla se presentan en materiales con alto contenido de arcillas (Figura 4.4). También pueden presentarse las llamadas fallas locales que ocurren en el cuerpo del talud, interceptando zonas relativamente superficiales.

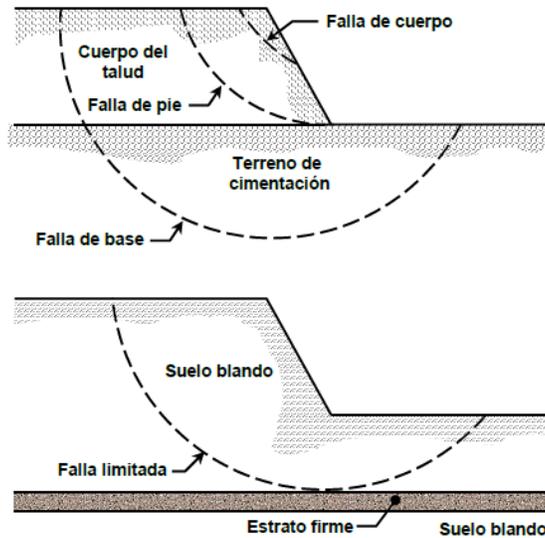


Figura 4.4 Fallas en el cuerpo del talud (Abramson, 2002)

4.2.3 Falla por traslación

Estas fallas ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos de falla suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal (Figura 4.5). Los estratos débiles que propician la aparición

de este mecanismo de falla por lo general corresponden arcillas blandas, arenas finas o limos no plásticos, que se encuentran empacados entre estratos de suelo de mayor resistencia.

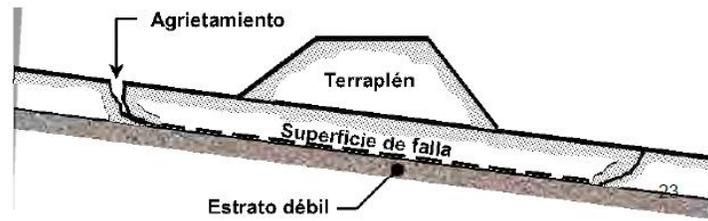


Figura 4.5 Falla por traslación (Abramson, 2002)

4.2.4 Falla con superficie compuesta

Combina la superficie de falla rotacional con una superficie de falla por traslación, por la presencia de un estrato débil inclinado (Figura 4.6).



Figura 4.6 Falla con superficie compuesta (Abramson, 2002)

4.2.5 Falla por flujo

Esta falla se presenta con mayor frecuencia en taludes naturales formados por materiales no “consolidados” y se desarrolla el mecanismo cuando hay un aumento apreciable en el contenido de agua. La Figura 4.7, Rico (2000) presenta algunos casos de este tipo.

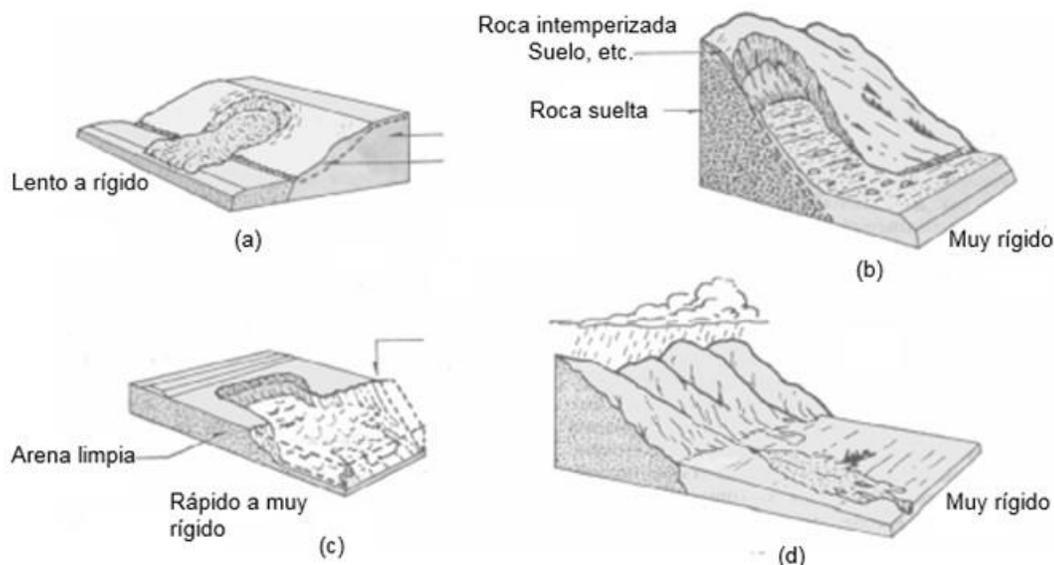


Figura 4.7 Falla por flujo (Rico, 2000)

4.2.6 Falla por licuación

Estas fallas ocurren cuando en la zona de deslizamiento en el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de la resistencia al esfuerzo cortante por efecto de presencia sísmica. El fenómeno ocurre normalmente en arenas sueltas y saturadas a bajos niveles de confinamiento.

4.3 FACTOR DE SEGURIDAD

La estabilidad del talud se evalúa mediante el cálculo de factores de seguridad. El factor de seguridad se define como el cociente entre el momento resistente y el momento actuante (Figura 4.8).

Bishop (1955) quizá fue quien introdujo por primera vez una alternativa para definir el factor de seguridad. Dicho factor se define en un punto a lo largo de una superficie de falla potencial, que es el cociente entre la resistencia al esfuerzo cortante y el esfuerzo cortante requerido para mantener el punto en equilibrio:

$$FS = \frac{S_U}{\tau} \quad (4.1)$$

Donde: FS= factor de seguridad con respecto a la resistencia; S_U = Resistencia cortante promedio del suelo y τ = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla.

La resistencia cortante de un suelo consta de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se expresa como:

$$S_U = c + \sigma' \tan \phi \quad (4.2)$$

Donde: c = cohesión; ϕ = ángulo de fricción interna drenado y σ' = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \tag{4.3}$$

Donde: c' y ϕ' son, la cohesión efectiva y el ángulo de fricción respectivamente, que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla.

Sustituyendo las ecuaciones (4.2) y (4.3) en la ecuación (4.1), se tiene:

$$FS = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{c' + \sigma' \tan \phi'} \tag{4.4}$$

Cuando FS es igual a 1, el talud se encuentra en un estado de falla incipiente. Generalmente, un valor de 1.5 para el factor de seguridad con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable. En la Figura 4.8, se presentan las diferentes formas de calcular el factor de seguridad, esto es dependiendo del tipo de falla que se pretenda analizar.

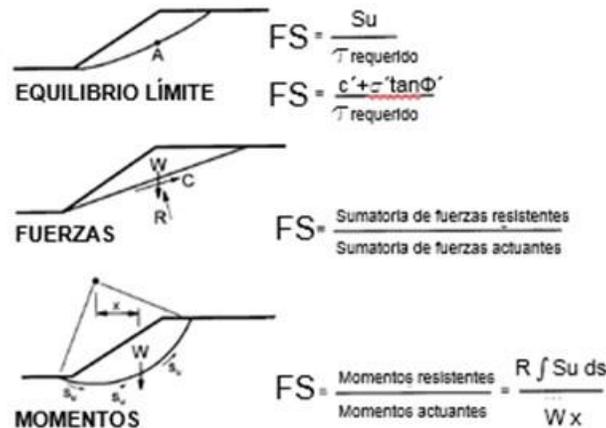


Figura 4.8 Variaciones del factor de seguridad FS (Sharma, 2002)

Se aplican mayores factores de seguridad en estructuras que presentan mayores incertidumbres sobre los parámetros de suelo. La incertidumbre puede provenir de una mala calidad de exploración geotécnica en cuanto al número de sondeos y muestreos.

En la Tabla 4.1 se presentan los valores típicos del factor de seguridad bajo diferentes condiciones de cargas que comúnmente se consideran en problemas de bordos y presas.

Tabla 4.1 Factores de seguridad mínimos aceptables para los análisis de estabilidad (Modificado de la Norma EM 1110-2-1913, USACE 2000)

Condición	Análisis	Prueba	FS
Final de la 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, aguas arriba	Esfuerzo efectivo Esfuerzo efectivo/total	CD CD o CU	1.5 1.25

4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE (MEL)

Los métodos precursores del equilibrio límite consideran la masa potencial de falla como un cuerpo libre y aplican las ecuaciones de equilibrio global. Esta teoría de cuerpo libre ha sido implementada en el método del talud infinito (Taylor, 1948), método de cuña (Sherard y Col, 1963) y método ordinario (Fellenius, 1922), entre otros. Actualmente, la mayoría de métodos de equilibrio límite dividen la masa potencial de falla en un número finito de dovelas. Generalmente, se emplean dovelas verticales para dividir la masa de suelo; sin embargo, se han utilizado dovelas horizontales o inclinadas en algunas aplicaciones (Shahgholi y Col, 2001; Sarma y Tan, 2006).

El MEL considera tres ecuaciones de equilibrio: a) equilibrio de fuerzas horizontales, b) equilibrio de fuerzas verticales y c) equilibrio de momentos. Algunas de las técnicas de dovelas usan una o dos ecuaciones de equilibrio haciendo la solución “no rigurosa”. Sin importar el procedimiento empleado para resolver el sistema de ecuaciones en los métodos de equilibrio límite, existen más incógnitas que número de ecuaciones de equilibrio, convirtiendo la resolución de la estabilidad en un problema estáticamente indeterminado. Los métodos “rigurosos”, que satisfacen las tres ecuaciones de equilibrio, como el método de Spencer (1967) y de Morgenstern-Price (1965), entre otros, determinan valores de factores de seguridad (FS) muy similares entre ellos (Duncan y Wright, 1980; Duncan, 1996).

Para el caso de la superficie de falla circular, el método Simplificado de Bishop (1955), emplea únicamente dos ecuaciones de equilibrio (fuerzas verticales y horizontales), siendo el que produce valores de factores de seguridad que están en correspondencia con los métodos rigurosos, con diferencias máximas alrededor del 6% para una variedad de casos (Duncan, 1996). Cuando no se conoce el tipo de falla, como en la mayoría de los casos prácticos, los métodos rigurosos propuestos por Morgenstern-Price (1965) y Spencer (1967) deben ser usados, pues se obtienen valores consistentes y no presentan mayores dificultades numéricas.

Consideraciones generales del método de equilibrio límite:

- La masa potencial de falla es dividida en un número finito de dovelas
- La masa de falla actúa como un cuerpo rígido
- Las fuerzas normales actúan en el centro de la base de las dovelas
- La resistencia a lo largo de la superficie de falla es distribuida con el mismo factor de seguridad
- Supuestos con relación a las fuerzas entre dovelas son empleados para hacer el problema estáticamente determinado
- El factor de seguridad es determinado a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y/o momentos
- Se emplean métodos iterativos tipo prueba-error, para la solución del factor de seguridad.

Los análisis de equilibrio límite tienen algunas limitaciones las cuales están relacionadas principalmente porque no tienen en cuenta las deformaciones debido a que se basa solamente en la estática.

4.4.1 Método de las dovelas

El análisis de estabilidad utilizando el método de las dovelas se explica con referencia a la Figura 4.9, en donde AC es un arco de un círculo que representa la superficie de falla de prueba. El suelo arriba de la superficie de falla de prueba se divide en varias dovelas verticales. El ancho de cada dovela no tiene que ser el mismo. Considerando una longitud unitaria perpendicular a la sección transversal mostrada, las fuerzas que actúan sobre una dovela típica (n -ésima dovela) se muestra en la Figura 4.10, W_n es el peso efectivo de la dovela. Las fuerzas N_r y T_r son las componentes normal y tangencial de la reacción R , respectivamente. P_n y P_{n+1} son las fuerzas normales que actúan sobre los lados de la dovela. Similarmente, las fuerzas cortantes que actúan sobre los lados de la dovela son T_n y T_{n+1} . Por simplicidad, la presión de poro del agua se supone igual a 0. Las fuerzas P_n , P_{n+1} , T_n y T_{n+1} son difíciles de determinar. Sin embargo, hacemos una suposición aproximada de que las resultantes de P_n y T_n son iguales en magnitud a las resultantes de P_{n+1} y T_{n+1} y también que sus líneas de acción coinciden.

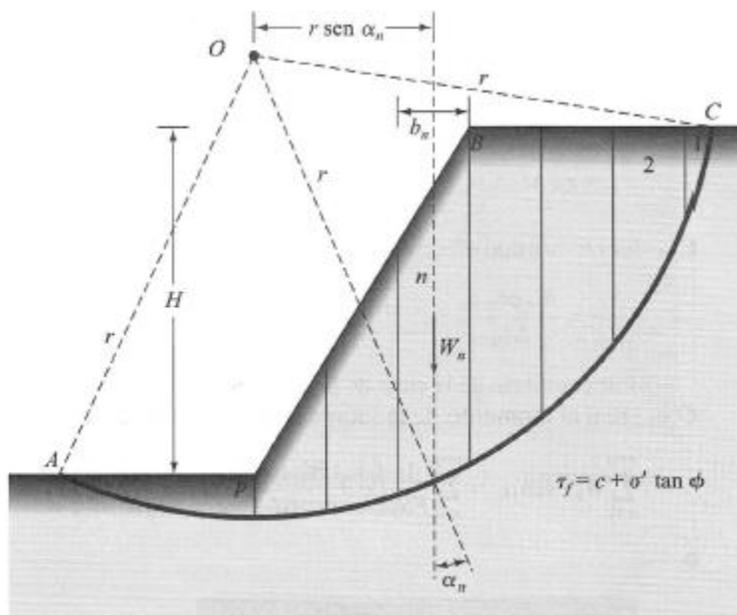


Figura 4.9 Superficie de falla de prueba (Das, 2001)

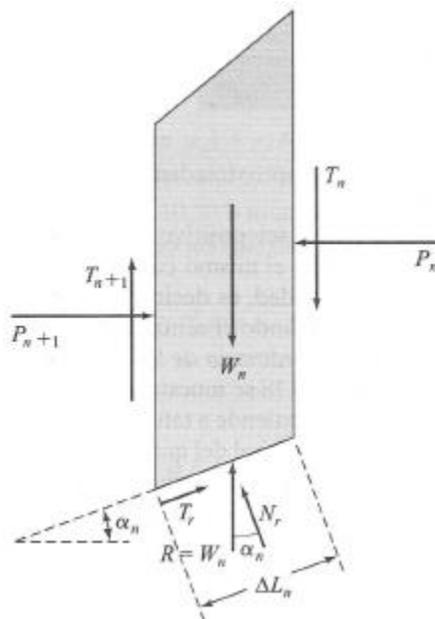


Figura 4.10 Fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela (Das, 2001)

Por consideraciones de equilibrio, se tiene:

$$N_r = W_n \cos \alpha_n \quad (4.5)$$

La fuerza cortante resistente se expresa como:

$$T_r = \tau(\Delta L_n) = \frac{S_U(\Delta L_n)}{FS} = \frac{1}{FS} [c + \sigma' \tan \varphi] \Delta L_n \quad (4.6)$$

El esfuerzo normal efectivo σ' en la ecuación (4.6) es igual a:

$$\frac{N_R}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \quad (4.7)$$

Por equilibrio de la cuña de prueba ABC, el momento de la fuerza actuante respecto a 0 es igual al momento de la fuerza resistente respecto a 0, o bien:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS} \left(c + \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \tan \varphi \right) (\Delta L_n) (r) \quad (4.8)$$

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (4.9)$$

Para encontrar el factor de seguridad mínimo, es decir, el factor de seguridad para el círculo crítico, se hacen varias pruebas cambiando el centro del círculo de prueba.

4.4.2 Otros métodos de equilibrio límite

A continuación se presenta un resumen de los métodos de equilibrio límite:

- Método de Bishop Simplificado. Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop supone que las fuerzas entre dovelas son horizontales o sea que no tienen en cuenta las fuerzas cortantes. La solución rigurosa de Bishop es compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método.
- Método de Janbú. Se basa en la suposición en que las fuerzas entre las dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas cortantes. Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_0 . El factor f_0 depende de la curvatura de la superficie de falla.
- Método del cuerpo de ingenieros (Sueco modificado). La inclinación de las fuerzas entre dovelas es seleccionada por el analista y tiene el mismo valor para todas las dovelas. El cuerpo de ingenieros recomienda que la inclinación debe ser igual al promedio de la pendiente del talud. Este método satisface equilibrio de fuerzas pero no satisface equilibrio de momentos.
- Método de Lowe y Karafiath (1960). Es prácticamente idéntico al del cuerpo de ingenieros excepto que la dirección de las fuerzas entre partículas varían de borde a borde en cada dovela. Su resultado es menos preciso que los que satisfacen el equilibrio completo y al igual que el método del cuerpo de ingenieros es muy sensitivo a la inclinación supuesta de las fuerzas entre dovelas. Si se varía el ángulo de estas fuerzas se varía substancialmente el factor de seguridad.
- Método de Spencer (1967). Es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como esfuerzos. El procedimiento de Spencer se basa en la suposición que las fuerzas entre dovelas son paralelas, unas con otras o sea que tienen el mismo ángulo de inclinación.
- Método de Morgenstern-Price (1965). Supone que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas. Esta función puede considerarse constante como en el caso del método de Spencer o puede considerarse otro tipo de función. Esta posibilidad de suponer una función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas lo hace un método más riguroso que el de Spencer.
- Método de Chen Y Morgenstern (1983). Es una refinación del método de Morgenstern-Price e intenta mejorar los estados de esfuerzos en las puntas de superficie de falla. Chen y Morgenstern recomiendan que en los extremos de la superficie de falla las fuerzas entre partículas deben ser paralelas al talud.
- Método de Sarma (1973). Es muy diferente a los métodos descritos anteriormente por que este considera que el coeficiente sísmico es el factor de seguridad desconocido. Se acepta un factor de seguridad y se encuentra cual es el coeficiente sísmico requerido para producir este factor de seguridad.

La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios son una muestra de la incertidumbre que caracterizan los análisis de estabilidad.

4.5 ANÁLISIS SÍSMICO POR EL MÉTODO SEUDO-ESTÁTICO

Comenzando los años 1920s, la estabilidad sísmica de estructuras de tierra ha sido analizada usando una forma pseudo-estática en el que los efectos de un terremoto son representados por aceleraciones constantes horizontales y/o verticales.

Para realizar el análisis sísmico de taludes en presas de tierra y enrocado, es necesario designar un temblor de diseño, una intensidad o aceleración de diseño, y verificarse que la presa no falle ante esta perturbación o familia de perturbaciones, con cierto factor de seguridad, así es como se procede en la práctica establecida.

Al presentarse un sismo, dado un intervalo de tiempo no puede asegurarse cuál será la máxima intensidad que ocurrirá, sino hay que tratar con la familia de posibles temblores definidos a su vez por las distribuciones de probabilidades de los parámetros que los puedan caracterizar. Por tratarse de variables aleatorias que son funciones del tiempo, las perturbaciones son procesos estocásticos (Marsal y Reséndiz, 1979).

Los análisis de estabilidad sísmica consideran las fuerzas cortantes laterales que se generan en la masa de suelo durante un sismo provocando desplazamientos relativos. Estos desplazamientos están en función de la intensidad del sismo y del espectro generado por el movimiento.

El método pseudo-estático está basado en el concepto en el que la aceleración actual del talud puede exceder a la estática y produce desplazamientos permanentes. Este método ofrece una simple aproximación para la evaluación de la estabilidad de un talud en una región sísmica. Esta es una implementación del método de equilibrio límite, con la modificación correspondiente al incluir fuerzas sísmicas horizontales y verticales que son utilizadas para simular las fuerzas de inercia potenciales debida a las aceleraciones del terreno durante un sismo.

En su forma más común, los análisis pseudo-estáticos representan los efectos de las vibraciones de un terremoto mediante aceleraciones pseudo-estáticas que producen fuerzas inerciales F_H y F_V , fuerza horizontal y fuerza vertical, respectivamente, y las cuales actúan a través del centroide de la masa de falla.

El análisis pseudo-estático representa los efectos transitorios de un movimiento sísmico real mediante la aplicación constante de la aceleración unidireccional (horizontal o vertical). Las magnitudes de las cargas pseudo-estáticas horizontales y verticales se expresan generalmente en términos de coeficientes sísmicos, K_H y K_V (ecuaciones 4.10 y 4.11).

La selección de un coeficiente sísmico apropiado, sin embargo, es un asunto crucial y complicado (Kramer y Smith, 1977).

$$F_H = k_H W = \pm \alpha S \frac{a_g}{g} W \quad (4.10)$$

$$F_V = k_V W = \pm \gamma S \frac{a_{vg}}{g} W \quad (4.11)$$

Donde: K_H = coeficiente sísmico pseudo-estático horizontal; K_V = coeficiente sísmico pseudo-estático vertical; W = peso de la masa deslizante (kN); a_g = aceleración horizontal máxima del

terreno en el lecho rocoso (m/s^2); a_{vg} = aceleración vertical máxima del terreno en el lecho rocoso (m/s^2); S = factor de amplificación del sitio (-); g = aceleración de la gravedad (m / s^2). Los parámetros α , r , definen la aceleración horizontal pico promedio de la masa potencial de falla (incluyendo la amplificación en el terraplén).

4.6 OTROS MÉTODOS DE ESTABILIDAD QUE CONSIDERAN EL EFECTO SÍSMICO

A continuación se presenta el resumen de diversos métodos para el análisis de estabilidad de taludes de una presa de tierra y enrocado ante la presencia de un sismo.

Dichos métodos se pueden clasificar en dos grupos, según el criterio de falla adoptado:

Grupo 1. Se evalúan las fuerzas de inercia máximas que actúan sobre la presa durante un sismo mediante algunos de los procedimientos que se verán posteriormente y, suponiendo que ellas actúan permanentemente como fuerzas estáticas, se agregan a las fuerzas consideradas en el análisis convencional de estabilidad de taludes y se determina el factor de seguridad contra falla. La estabilidad se considera aceptable si el factor de seguridad es mayor a 1. A este grupo pertenecen los métodos de la viga cortante, pseudo-estático, entre otros.

Grupo 2. Se permite que el factor de seguridad sea menor que uno durante la corta duración de algunos pulsos sísmicos del temblor de diseño. Se calcula el desplazamiento a lo largo de la superficie de falla. Si para el sismo de diseño el desplazamiento total no excede cierto valor, el talud se considera adecuado. A este grupo pertenecen los métodos de análisis propuestos por Newmark (1965) y por Seed y Martin (1966).

En ambos grupos las fuerzas de inercia suelen determinarse idealizando la cortina como un cuerpo rígido o como viscoelástico lineal.

4.6.1 Análisis en términos de deformaciones: Método de Newmark

Newmark (1965) consiste en considerar a la cuña potencial como un bloque rígido deslizante sobre un talud, cuya base está sujeta a una fuerza dinámica.

En este método se considera que la aceleración de fluencia obliga a que el bloque se mueva hacia abajo o hacia arriba, de manera que a través de una integración doble de dicha aceleración se puedan determinar los desplazamientos permanentes del bloque (Figura 4.11), donde $k_y g$ corresponde a la aceleración de fluencia.

Con base a la idea de Newmark, Seed y Goodman (1964 y 1966) han estudiado el comportamiento de terraplenes construidos de suelos no cohesivos, secos y bien compactados. Estos autores encontraron que la aceleración de fluencia $k_y g$, para un movimiento horizontal de la base es:

$$k_y g = \tan(\phi_{eq} - \alpha_i) g \quad (4.12)$$

Donde: ϕ_{eq} es el ángulo de fricción interno del suelo incrementado en una cierta cantidad para considerar la pequeña ordenada al origen observada en resultados de laboratorio, α_i es la inclinación del talud y g es la aceleración debida a la gravedad.

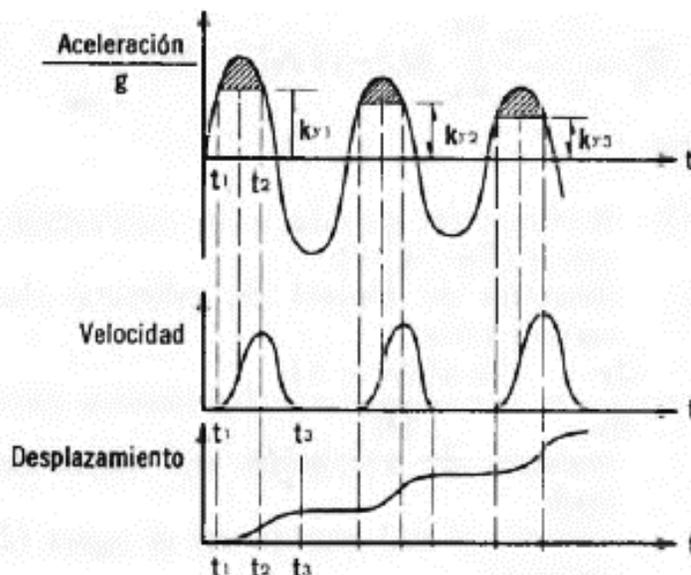


Figura 4.11 Determinación de los desplazamientos, utilizando el método de Newmark (Marsal y Reséndiz, 1979)

4.6.2 Método de reducción de resistencia al corte utilizando el Método del Elemento Finito (MEF)

El método del elemento finito (MEF en español o FEM en inglés) es un método numérico para la solución de ecuaciones diferenciales, utilizado en diversos problemas de ingeniería y física. Los métodos numéricos pueden considerarse desde el punto de vista matemático como aquello que se aproxima mejor a la solución exacta.

Para determinar el factor de seguridad o la carga última, el MEF puede ser empleado a través de dos procedimientos (Naylor, 1982): a) Directo y b) Límite Mejorada. En el directo, el análisis de la estabilidad de pendientes es realizado disminuyendo sistemáticamente la resistencia cortante del suelo (Método de reducción de resistencia al corte) o en su defecto, incrementando las cargas superficiales. En el procedimiento límite mejorada, el campo de esfuerzos determinado mediante un análisis de elementos finitos, es empleado conjuntamente con los conceptos de equilibrio límite para determinar la estabilidad.

Un ejemplo de la discretización del dominio geométrico mediante elementos finitos, se presenta en la Figura 4.12.

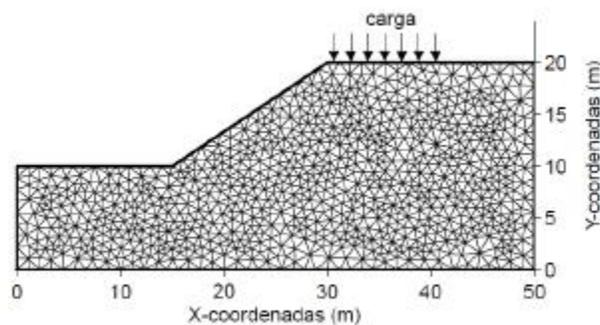


Figura 4.12 Geometría de la pendiente discretizada en elementos triangulares (Bojorque Iñiguez, 2011)

Es importante mencionar que el método de reducción de resistencia al corte ofrece algunos beneficios comparado con los métodos tradicionales de análisis de estabilidad de taludes (Matsui y San, 1992; Potts, 2003; Zheng, 2005).

- No es necesario hacer supuestos, ni en la forma, ni en la ubicación de la superficie de falla. El mecanismo de falla se encuentra a través de las zonas donde la masa de suelo es incapaz de resistir los esfuerzos aplicados. Es así que la superficie de falla se desarrolla de manera automática.
- La masa de suelo no se divide en dovelas, por lo que no es necesario las suposiciones en cuanto a las fuerzas entre dovelas.
- Si se emplea parámetros elasto-plásticos reales en el modelado, la solución encontrada por este método proporciona información de desplazamientos y deformaciones a esfuerzos reales de trabajo. El MEF se puede emplear para determinar las deformaciones desarrolladas por diferentes combinaciones de cargas y por diferentes procesos constructivos.
- El método es idóneo para modelar la falla progresiva desde el inicio hasta la culminación de la misma.
- Casos complejos por ejemplo, estratigrafías complejas pueden ser modelados con facilidad.
- La interacción suelo-estructura puede ser considerada por ejemplo, en taludes donde es necesario el empleo de estructuras de refuerzo.
- Características del comportamiento en tres-dimensiones pueden ser fácilmente acopladas.

El MEF es muy usado debido a su generalidad y facilidad de introducir dominios de cálculos complejos (en dos o tres dimensiones).

El principio de discretización comprende la división de un continuo en un sistema de pequeños elementos denominados elementos finitos. La intersección de las líneas nodales que separan los elementos se denomina puntos nodales.

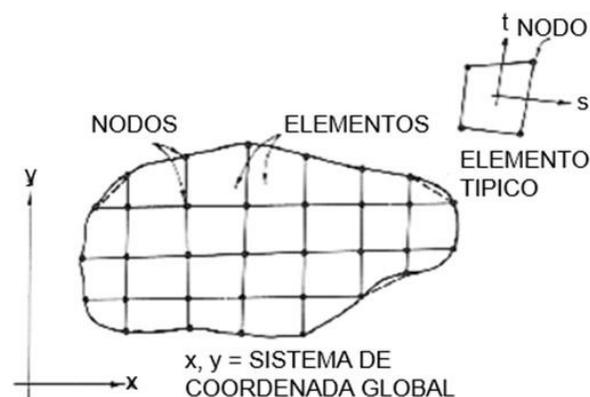


Figura 4.13 Subdivisión del elemento finito de un elemento continuo arbitrario (Desai *et al.*, 1977)

El continuo representa un cuerpo físico como: Sistema suelo-cimentación, o una masa rígida de suelo a través de las cuales pasa el flujo.

Capítulo 4. Análisis de estabilidad de taludes

Para el problema unidimensional se usan elementos tipo líneas, tanto rectas como curvas, mientras que en problemas bidimensionales se usan triángulos y cuadriláteros. Por último, para análisis tridimensionales se usan elementos tetraedro y el hexaedro.

4.6.3 Método Botero-Romo (Botero *et al.*, 2011)

Tabla 4.2 Limitaciones de los métodos tradicionales (Flores-Berrones, 2016)

MÉTODOS	Seudo-estático	Newmark	Makdisi-Seed	Elemento finito 2D
LIMITACIONES				
Cuña deslizante considerada rígida	x	x		
Consideración de sólo un impulso dinámico	x			
Resistencia del suelo considerada constante durante la ocurrencia del sismo	x	x	x	
Coefficiente de fricción cinética constante e igual a la fricción estática	x	x	x	x
La aceleración de fluencia es constante a lo largo de la superficie de deslizamiento	x	x	x	x
Suponer una superficie de falla única	x	x	x	
No toma en cuenta los modos superiores de vibración	x	x	x	
No considera las tres componentes del sismo	x	x	x	x

Tomando en cuenta las limitaciones descritas en la Tabla 4.2., Botero *et al.*, (2011) proponen un método que parte de un enfoque diferente al problema de estabilidad de estructuras térreas, con el cual busca eliminar algunas de las limitaciones (Tabla 4.2), mediante la formulación de un procedimiento dinámico de análisis no lineal bidimensional. Su formulación con elementos discretos tipo Voigt, permite modelar cualquier tipo de geometría y distribución estratigráfica de los materiales que constituyen la geoestructura (Figura 4.14). El método es aplicable a los análisis de estabilidad de taludes que componen las cortinas y los que forman el vaso.

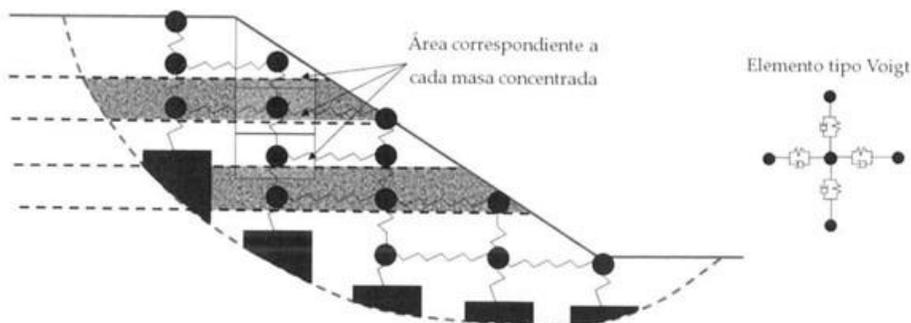


Figura 4.14 Método propuesto (Botero *et al.*, 2011)

Las principales características del modelo son:

- Modela la estructura del terraplén como un ejemplo flexible cuya masa y geometría se distribuyen en elementos discretos
- Incluye el efecto no lineal de los materiales constitutivos del terraplén
- Los análisis se realizan en el dominio del tiempo
- Permite considerar la variación espacial y temporal del coeficiente de fricción en la interfaz de deslizamiento
- Toma en cuenta el efecto de los modos de vibración de la cortina, la presencia de grietas, los efectos cinéticos y el empuje hidrostático
- Permite estimar el espectro de desplazamiento del talud.

Botero *et al.*, (2011) utilizan como ejemplo el análisis sísmico el talud mostrado en la Figura 4.15. Dicho ejemplo hipotético modela un talud ubicado en una zona adyacente a la cortina, antes de la etapa de llenado del embalse, y el cual es susceptible de sufrir deslizamientos o colapso a lo largo del plano de deslizamiento. A través de este ejemplo se hicieron los siguientes análisis:

- Influencia de la variación del coeficiente de fricción.
- Influencia del incremento en la pendiente de la superficie de falla del talud.
- Respuesta no lineal de los materiales constitutivos del talud.
- Análisis del efecto de la aceleración cinética en el talud.
- Análisis de la formación de grieta en el talud.
- Análisis del retraso en el arribo de las ondas al talud.

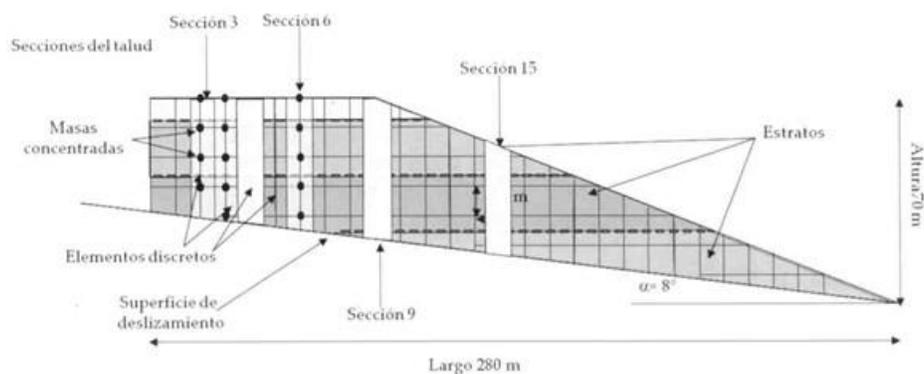


Figura 4.15 Modelo de talud usado como ejemplo (Botero *et al.*, 2011)

Con el fin de evaluar las capacidades del nuevo método analítico, se hace una comparación de los resultados obtenidos mediante los ensayos en mesa vibradora del modelo flexible, y los calculados mediante el método teórico propuesto. En la Figura 4.16, se comparan los desplazamientos medidos y los calculados en la interfaz entre los modelos y el plano de deslizamiento, el modelo teórico muestra, en general, una buena capacidad de reproducción de los resultados obtenidos en el laboratorio.

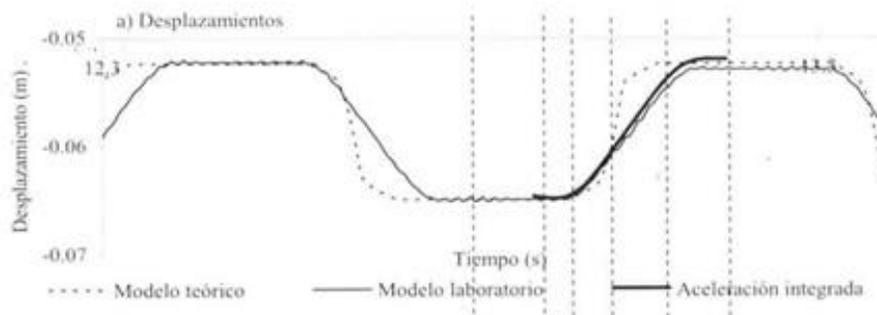


Figura 4.16 Registro de desplazamientos (Botero *et al.*, 2011)

5. METODOLOGÍA PROPUESTA MEDIANTE ANÁLISIS NUMÉRICO ACOPLADO DE FLUJO DE AGUA - ESTABILIDAD

5.1 GENERALIDADES

La predicción del comportamiento de las estructuras civiles se ha desarrollado gracias a los resultados de los avances del modelado numérico mediante computadoras. Hoy en día existe software especializado para resolver problemas de ingeniería práctica de acuerdo con las necesidades de los usuarios. El código Seep/W resuelve la ecuación general de flujo de agua (ecuación de Richards) mediante el método de elementos finitos, y el código Slope/W permite evaluar la estabilidad de taludes mediante Métodos del Equilibrio Límite (MEL).

Los resultados óptimos de cada modelado numérico requieren tiempo y experiencia del usuario, siendo muy importante la interpretación de los mismos, de esta manera es posible predecir el comportamiento del problema de forma más realista.

Los códigos especializados que se utilizan en este trabajo son: a) Seep/W, que permite obtener la solución del flujo de agua a través del suelo o estructura térrea, y b) Slope/W, que permite estimar factores de seguridad, mediante análisis de estabilidad de taludes por el método del equilibrio límite.

5.2 ETAPAS DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA CON SEEP/W

5.2.1 Introducción al modelado numérico de flujo de agua con Seep/W

El código Seep/W (2007) es un método numérico que está diseñado para la solución de los problemas de flujo de agua en suelos, y una herramienta para la aplicación inmediata en la ingeniería.

Seep/W es un programa que permite simular matemáticamente el proceso físico real del agua que fluye a través de un medio poroso y una herramienta para el cálculo de redes de flujo y filtración, mediante dos tipos de análisis fundamentales:

- Régimen establecido, donde el tiempo no interviene como variable en el proceso.
- Régimen transitorio, donde se tiene en cuenta la evolución del sistema con el tiempo. Este tipo de análisis normalmente se hace para estudiar el comportamiento del flujo de agua en presas, bordos, terraplenes, entre otras estructuras térreas.

Seep/W se basa en el modelado numérico mediante el método de elementos finitos, en el concepto de la subdivisión de un continuo en trozos pequeños, utilizando un sistema global de coordenadas en un sistema convencional cartesiano de x , y . Estos elementos describen el comportamiento o las acciones de todo el continuo. A este proceso de subdivisión de la serie continua en partes más pequeñas se conoce como discretización o mallado.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

La base teórica de flujo de agua en el código Seep/W, específicamente se refiere a las leyes fundamentales de flujo bajo régimen establecido y transitorio, y muestra como estas leyes se resuelven en forma numérica. Las leyes fundamentales del código Seep/W, para la solución de flujo de agua son:

- La ley de Darcy (ec. 3.2), fue derivada originalmente para el suelo saturado, pero investigaciones posteriores han demostrado que también se puede aplicar al flujo de agua del suelo no saturado. La única diferencia es que en las condiciones de flujo no saturado, la conductividad hidráulica ya no es constante, sino que varía con los cambios en el grado de saturación o succión.
- La ecuación diferencial que gobierna el flujo de agua en dos dimensiones se expresa mediante la ecuación de Richards (1931, ec. 3.7).

La ecuación (3.7) se conoce como la ecuación de Richards y establece que la diferencia entre el flujo de entrada y de salida de un volumen elemental en un punto en el tiempo es igual al cambio en el almacenamiento de los sistemas del suelo.

Antes de iniciar con la configuración de las regiones para la modelación de un suelo, es necesario definir el área de trabajo a una escala de acuerdo con el tamaño de la estructura planteada.

5.2.2 Geometrías

El contorno geométrico de la estructura de un suelo se realiza mediante regiones, líneas o puntos y capas de superficie. La geometría es adaptable a cualquier contorno estratigráfico mediante herramientas a través de la definición de regiones.

A cualquier figura geométrica que esté definida como una región, se le pueden asignar propiedades como: tipo de material, condiciones hidráulicas, cargas externas, tipo de malla y tamaño de los continuos.

5.2.3 Líneas y puntos

Como se observa en la Figura 5.1, los puntos p1 a p3 están conformados por coordenadas x, y. Estas líneas sirven para limitar las regiones de la estructura que se requiere analizar, también es útil para la representación de geo-membranas o capas impermeables, así como la simulación de una tablestaca.

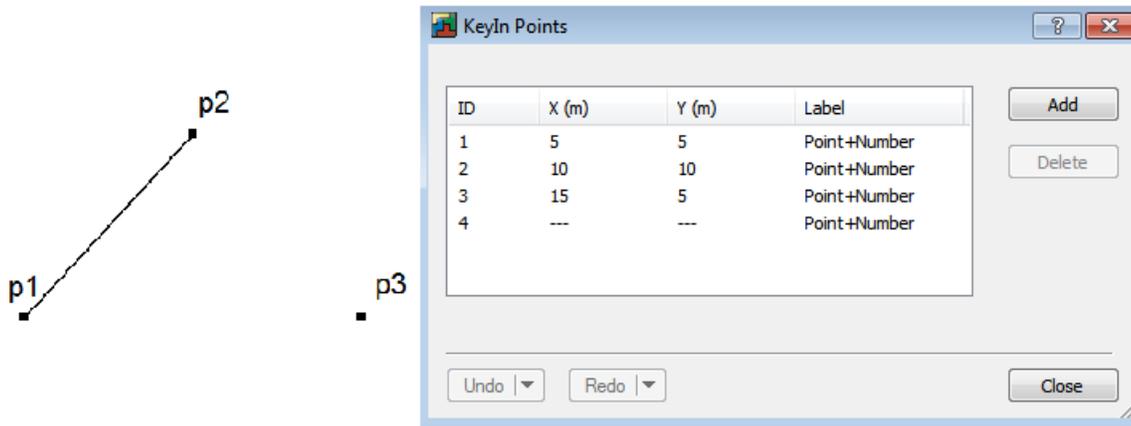


Figura 5.1 Representación de líneas y puntos

5.2.4 Regiones

La región es la definición de una geometría, con el fin de aplicar propiedades como el tamaño de malla, tipo de suelo, entre otros. En la Figura 5.2 se observa que para formar una región triangular es necesario definirla mediante tres puntos específicos de coordenadas (x, y). Las regiones pueden tomar distintas formas: cuadrados, rectángulos, polígonos regulares e irregulares.

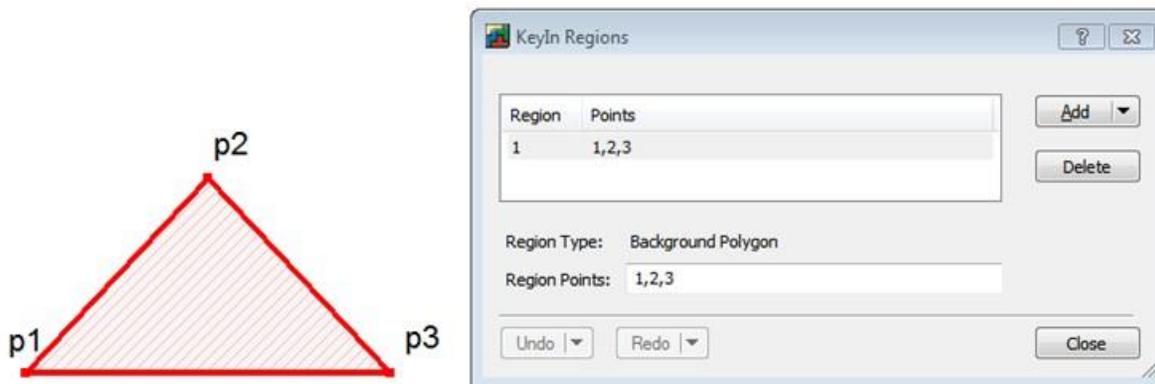


Figura 5.2 Región geométrica de un triángulo

5.2.5 Malla de elementos finitos

La creación de la malla de elementos finitos se realiza de manera sencilla mediante el código Seep/W, cada región tiene su propio tamaño y forma de malla. En los análisis efectuados en esta investigación se utilizan mallas cuadriláteras y triangulares no estructuradas, como se muestra en la Figura 5.3. Estos tipos de mallas se generan de forma predeterminada por el programa.

En el análisis de presas de tierra y enrocado, es necesario realizar el refinado de la malla, debido a los factores que se mencionan a continuación:

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

- Las múltiples capas delgadas de materiales presentes en la cortina.
- Los diferentes tipos de materiales que constituyen la cortina, implican cambios bruscos de permeabilidad. Estas zonas normalmente corresponden al núcleo, filtro y de transiciones.

De acuerdo con la Figura 5.3, se observa el tamaño global aproximado de los elementos igual a 1 m. En esta geometría se cuenta con 1596 nodos y 1641 elementos, y se tienen tres regiones:

- La región 1, conformada por los puntos 1, 4 y 5, el tamaño del elemento se encuentra al tamaño global (1 m).
- La región 2, conformada por los puntos 1, 2 y 3, el tamaño de los elementos es de 0.5 m, se observa a simple vista el mayor número de elementos y nodos en comparación con la región 1.
- La región 3, conformada por los puntos 2, 3 y 5, el tamaño de los elementos es de 0.3 m, se observa que incrementa el número de elementos y nodos en comparación con las regiones 1 y 2.

Cuando la solución no es óptima con la estructuración de la refinación de las mallas, se puede realizar el refinado de las líneas que conforman las regiones, para este caso se observa el refinado de la línea p1 a p5 (Figura 5.3).

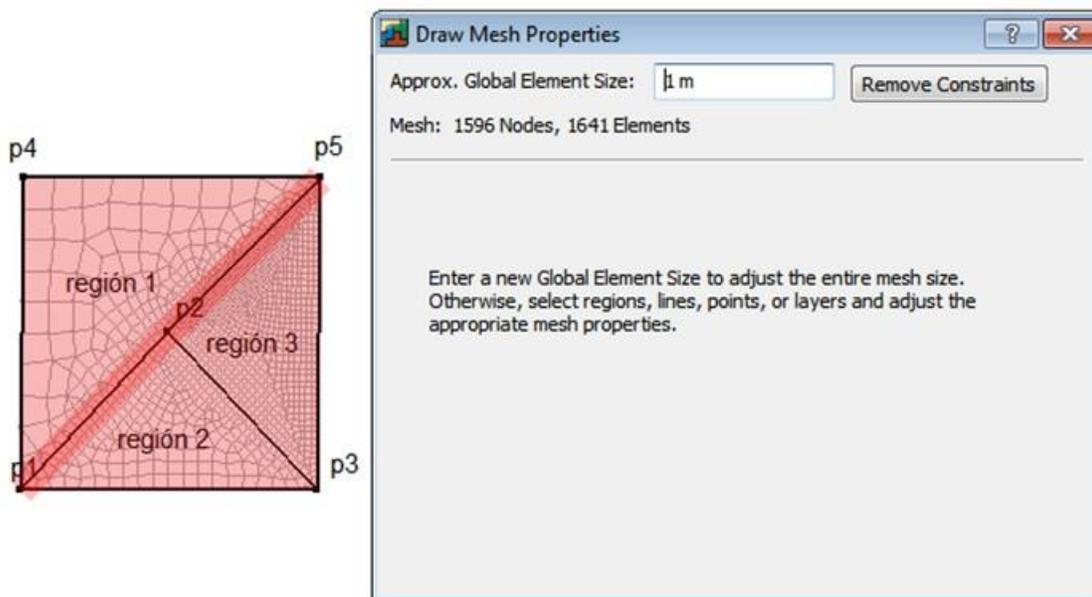


Figura 5.3 Malla de elementos finitos (refinado de malla)

5.2.6 Propiedades de los materiales

Para el análisis de presas de tierra y enrocado, esta investigación considera un modelo de material de suelo parcialmente saturado, debido a que se encuentra en condiciones de humedecimiento parcial y secado (cuando las condiciones lo ameritan). Para hacer uso de este tipo de modelo se requiere ingresar los parámetros de la función de conductividad hidráulica y función de almacenamiento (curva característica).

Entre los métodos empleados en Seep/W, para la determinación de la función de conductividad hidráulica y función de almacenamiento o curva característica se encuentran: Fredlund y Xing, (1994) y Van Genuchten (1980).

En el capítulo 3.4.5, se presentaron los modelos de estimación de la función de almacenamiento o curva característica, los cuales son aplicados por el código Seep/W.

5.2.7 Modelo de estimación de la función de conductividad hidráulica

Modelo de Fredlund y Xing (1994)

Este modelo predice la forma de la función de conductividad hidráulica para suelos no saturados, con ayuda de una medida o función estimada del contenido de agua volumétrico. El rango de valores para la curva característica va de 0 a 10^6 kPa. La ecuación que gobierna este modelo es:

$$k_w = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e(1)^y) - \theta(\Psi)}{e(1)^{yi}} \theta'(e(1)^{yi})}{\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e(1)^y) - \theta_s}{e(1)^{yi}} \theta'(e(1)^{yi})} \quad (5.1)$$

Donde:

k_w = conductividad calculada para un contenido de agua específico o una presión de poro negativa específica (m/s)

k_s = conductividad saturada medida (m/s)

θ_s = contenido de agua volumétrico (m^3/m^3)

$e(1)$ = base de los logaritmos naturales (2.71828)

y = variable de integración que representa el logaritmo negativo de la presión de poro

i = intervalo entre los rangos de j hasta N

j = menor presión de poro negativa que será descrita por la función final

N = máxima presión de poro negativa que será descrita por la función final

Ψ = succión correspondiente al intervalo $j^{\text{ésimo}}$ (kPa)

θ' = primera derivada de la ecuación siguiente.

$$\theta = c(\Psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e(1) + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad (5.2)$$

Donde:

a = valor aproximado del aire que entra al suelo (kPa)

n = parámetro que controla la pendiente en el punto de inflexión en la función del contenido volumétrico de agua

m = parámetro que se relaciona con el contenido de agua residual

$c(\Psi)$ = función de corrección definida como:

$$c(\Psi) = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\Psi}{c_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1,000,000}{c_r}\right)} \quad (5.3)$$

Donde:

c_r = Constante relativa a la succión mátrica correspondiente al contenido de agua residual, un valor típico es alrededor de 1500 kPa. El valor de 1'000,000 en la ecuación (5.3) correspondiente a la succión mátrica (en kPa) en el cual el valor del contenido de agua residual es cero.

Modelo de Van Genuchten (1980)

Van Genuchten (1980) propone la siguiente ecuación para describir la conductividad hidráulica de un suelo en función de la succión mátrica:

$$k_w = k_s \frac{[1 - (a\Psi^{(n-1)})(1 + (a\Psi^n)^{-m})]^2}{((1 + a\Psi^n)^{m/2})} \quad (5.4)$$

Donde:

k_s = conductividad hidráulica saturada (m/s)

a = valor de entrada de aire en el suelo (kPa)

n = parámetro que controla la pendiente en el punto de inflexión en la curva característica

m = parámetro relacionado al contenido de agua volumétrico residual

$n = 1/(1-m)$

Ψ = succión (kPa).

A partir de las ecuaciones anteriores, la función de conductividad hidráulica de un suelo puede estimarse una vez que la conductividad saturada y los parámetros de ajuste sean conocidos.

Van Genuchten (1980) mostró que los parámetros de ajuste pueden estimarse gráficamente con base en la función del contenido de agua volumétrico en el suelo. De acuerdo con Van Genuchten, el mejor punto para evaluar los parámetros de ajuste de la curva es el punto medio entre el contenido de agua residual y el contenido de agua saturado de la función del contenido de agua volumétrico.

La pendiente de la función se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$S_p = \frac{1}{(\theta_s - \theta_r)} \left| \frac{d\theta_p}{d(\log_{10}\Psi_p)} \right| \quad (5.5)$$

Donde:

θ_s = contenido volumétrico saturado

θ_r = contenido volumétrico residual

θ_p = contenido de agua volumétrico en el punto medio de la función (k_w)

Ψ_p = succión mátrica en el mismo punto.

Van Genuchten (1980), propuso las siguientes fórmulas para estimar los parámetros m y a cuando Sp es conocido:

$$m = 1 - \exp(-0.8Sp); \text{ para valores de } Sp \text{ entre } 0 \text{ y } 1. \quad (5.6)$$

$$m = 1 - \frac{0.5755}{Sp} + \frac{0.1}{Sp^2} + \frac{0.025}{Sp^3}; \text{ para } Sp \text{ mayores a } 1. \quad (5.7)$$

$$a = \frac{1}{\Psi} (2^{1/m} - 1)^{(1-m)} \quad (5.8)$$

5.2.8 Condiciones de frontera

El código Seep/W cuenta con una variedad de condiciones de frontera. A continuación se describen las condiciones de frontera necesarias para esta investigación.

Carga hidráulica (Head): esta condición se rige por la ecuación de Bernoulli. De este modo, se especifica en función de la carga de posición y de presión (Figura 5.4).



Figura 5.4 Representación de la carga hidráulica (Head) en Seep/W

Superficie potencial de flujo (Potential Seepage Face): esta condición se utiliza cuando se desconoce la zona de descarga de la línea de corriente superior (LCS). Mediante un proceso iterativo se determina la LCS (Figura 5.5).



Figura 5.5 Representación de la superficie potencial de flujo (Potential Seepage Face) en Seep/W

5.3 ETAPAS DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA CON SLOPE/W

5.3.1 Introducción al análisis de estabilidad con el código Slope/W

El código Slope/W fue desarrollado para realizar análisis de: a) estabilidad de estructuras de tierra, b) evaluación de la estabilidad de deslizamientos de muros, o c) para determinar las fuerzas activas en un muro. Este código realiza el modelado numérico a partir de los fundamentos del método de equilibrio límite, orientado a la solución de problemas de ingeniería geotécnica. Fue desarrollado por Geo-Slope Internacional Ltd. En este trabajo se utiliza la versión 2007 de Slope/W.

El código Slope/W calcula factores de seguridad de taludes de tierra y roca, con base en la teoría del equilibrio límite. La formulación comprensiva de Slope/W hace posible analizar fácilmente problemas de estabilidad de taludes simples y complejos usando varios métodos para calcular el factor de seguridad. Los análisis pueden realizarse utilizando parámetros deterministas o probabilistas.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

En la Tabla 5.1 se presentan de manera resumida algunos de los métodos disponibles en el código Slope/W, y en la Tabla 5.2 se expone un resumen de las fuerzas que actúan en las dovelas y que son consideradas por el código Slope/W.

Tabla 5.1 MEL que satisfacen ecuaciones de la estática

Método	Equilibrio de momentos	Equilibrio de Fuerzas
Ordinario o Fellenius	No	Si
Simplificado de Bishop	No	Si
Simplificado de Janbú	No	Si
Spencer	Si	Si
Morgenstern-Price	Si	Si
Cuerpo de ingenieros-1	No	Si
Cuerpo de ingenieros-2	No	Si
Lowe-Karafiath	No	Si
Janbú generalizado	Si (por deslizamiento)	Si
Sarma	Si	Si

Tabla 5.2 Características de las fuerzas entre dovelas y las relaciones entrecortes

Método	Normal (E)	Corte (X)	Resultado de Inclinación de X/E y Relación de corte X-E
Ordinario o Fellenius	No	No	No hay fuerzas entrecortes
Simplificado de Bishop	Si	No	Horizontal
Simplificado de Janbú	Si	No	Horizontal
Spencer	Si	Si	Constante
Morgenstern-Price	Si	Si	Variable: Usar función
Cuerpo de ingenieros-1	Si	Si	Inclinación de una línea a la corona
Cuerpo de ingenieros-2	Si	Si	Inclinación de la superficie del suelo en parte superior de la rebanada
Lowe-Karafiath	No	Si	Inclinación de la superficie del suelo y de la base de la rebanada
Janbú generalizado	Si	Si	Línea aplicada de empuje y momento de la rebanada
Sarma	Si	Si	$X = C + E \tan \phi$

Slope/W requiere: a) datos de entrada; b) características físicas, y c) parámetros de la resistencia del material; entre ellos el peso específico, ángulo de fricción interna y cohesión. Slope/W permite la creación de geometrías, selección de un método de análisis, especificar las propiedades del suelo, presión de poro de agua, y la creación de la superficie de falla.

Los componentes principales que todo modelado numérico ejecutado con Slope/W debe tener, son:

- Geometría. Descripción de la estratigrafía y forma de deslizamiento superficial
- Resistencia del suelo. Parámetros utilizados para describir el suelo (material)
- Presión de agua intersticial. Condiciones de fronteras
- Interacción suelo-estructura. Anclajes, pilotes, muros, entre otros
- Cargas aplicadas. Cargas externas, cargas sísmicas.

5.3.2 Puntos, líneas, geometrías y regiones

La definición de puntos, líneas, geometrías y regiones en Slope/W, se puede realizar mediante los procedimientos presentados en los capítulos 5.2.2, 5.2.3 y 5.2.4.

5.3.3 Resistencia de los materiales (Mohr Coulomb)

Existen distintas maneras de describir la resistencia de los materiales (suelo o roca) en un análisis de estabilidad. Para el análisis efectuado en esta investigación, el modelo del material es: Mohr – Coulomb.

La manera más común de describir la resistencia al corte de materiales geotécnicos es mediante la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (5.9)$$

Donde:

τ = resistencia al corte (falla de corte)

c = cohesión

σ_n = esfuerzo normal en plano de corte

ϕ = ángulo de fricción interna (ϕ).

La ecuación anterior indica una línea recta y representa la resistencia al esfuerzo cortante vs el esfuerzo normal del material (Figura 5.6). La intersección con el eje vertical (resistencia al esfuerzo de corte) es la cohesión (c) y la pendiente de la línea con respecto a la horizontal es el ángulo de fricción interna (ϕ).

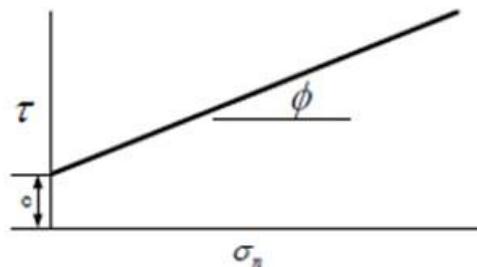


Figura 5.6 Representación gráfica de Coulomb de la resistencia al esfuerzo cortante en Slope/W

La envolvente de falla a menudo se determina a partir de ensayos triaxiales y los resultados se representan en términos de círculos de Mohr, como se muestra en la Figura 5.7. La envolvente de falla se conoce como envolvente de falla de Mohr Coulomb.

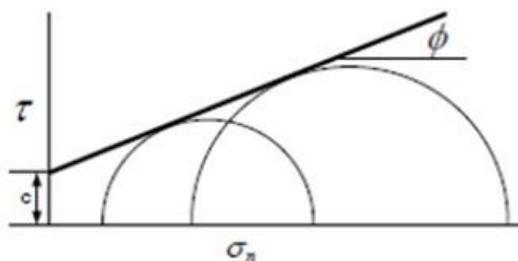


Figura 5.7 Envolvente de falla de Mohr Coulomb en Slope/W

Para las condiciones sin drenaje cuando $\phi = 0$, la envolvente de falla se muestra en la Figura 5.8. La resistencia del suelo se describe con el valor de la cohesión (c). Los parámetros de resistencia c y ϕ , se pueden analizar en términos de esfuerzos totales o de esfuerzos efectivos.

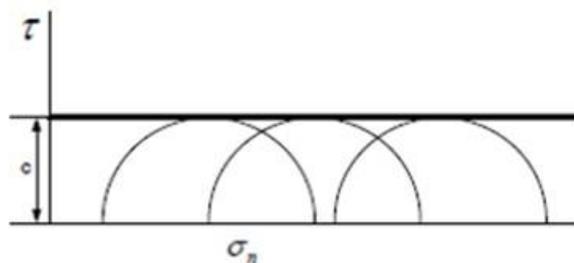


Figura 5.8 Envolvente de falla sin drenaje en Slope/W

5.3.4 Métodos de análisis

A continuación se presentan algunos métodos para el cálculo del factor de seguridad en el código Slope/W.

Método estático

1. Método simplificado de Bishop.

En la década de 1950 el profesor Bishop, ideó un método que incluía fuerzas normales en cada rebanada, pero ignoraba las fuerzas debidas al esfuerzo cortante.

Bishop desarrolló una ecuación para la fuerza normal a la base de la rebanada sumando las fuerzas en dirección vertical. La consecuencia de esto es que la fuerza normal en la base de la rebanada se convierte en una función del factor de seguridad. Esto hace que el factor de seguridad no sea lineal (es decir, FS aparece en ambos lados de la ecuación) y se tenga que realizar un procedimiento iterativo.

A continuación se presenta la ecuación que permite encontrar el factor de seguridad de Bishop, en ausencia de cualquier presión de poro.

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\frac{c\beta + W \tan \phi - \frac{c\beta}{FS} \sin \alpha \tan \phi}{m_\alpha} \right] \quad (5.10)$$

Donde:

c = cohesión

β = longitud de la base de la dovela

ϕ = ángulo de fricción

W = peso de la dovela.

El término m_α , se define como:

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS} \quad (5.11)$$

Para resolver la ecuación de Bishop (5.10), es necesario dar inicialmente un valor propuesto de FS, la estimación preliminar se toma como el factor ordinario de seguridad. La aproximación inicial de FS se utiliza para calcular m_α y luego otra nuevo FS para el cálculo de m_α , posteriormente se repite el procedimiento hasta que el último FS calculado se encuentre dentro de una tolerancia específica del FS anterior.

2. Método de Morgenstern-Price

Morgenstern-Price (1965), desarrollaron un método similar al método de Spencer, pero permitieron variar funciones de fuerzas entre dovelas especificadas por el usuario.

Este método satisface las ecuaciones de equilibrio, y considera lo siguiente:

- Las fuerzas normales y de cortante
- Satisface el equilibrio de fuerzas y momentos
- Permite una variedad de funciones de fuerzas que pueden ser especificadas por el usuario.

Análisis pseudo-estático

Un análisis pseudo-estático representa los efectos de temblores mediante aceleraciones que crean fuerzas de inercia. Estas fuerzas actúan en la dirección horizontal y vertical en el centroide de cada dovela. Las fuerzas se definen mediante las ecuaciones presentadas en el Capítulo 4.5 (ec. 4.10 y ec. 4.11).

La relación a/g es un coeficiente adimensional k . En Slope/W, el efecto de inercia se especifica como k_h y k_v . Estos coeficientes pueden ser considerados como un porcentaje de g . Un coeficiente de 0.2, por ejemplo, significa que el coeficiente horizontal pseudo-estático de aceleración es 0.2g.

En el código Slope/W las fuerzas de inercia horizontales se aplican como una fuerza horizontal sobre cada dovela como se muestra en la Figura 5.9. Por ejemplo, si k_h es 0.2 entonces la magnitud de fuerza es 0.2 veces el peso de la rebanada que es igual a 22.697 kN.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

Las fuerzas de inercia verticales en el código Slope/W se añaden al peso de la dovela. Es decir que k_v es igual 0.1. El peso para el mismo corte como se observa en la Figura 5.9, es entonces $113.48 + (0.1 \cdot 113.48)$ que es igual a 124.83 kN. El diagrama presentado en la Figura 5.10 indica que la fuerza horizontal se basa en el peso de la gravedad real de la dovela y no en el peso alterado.

El coeficiente vertical puede ser positivo o negativo. Un coeficiente positivo, representa la dirección de la gravedad (hacia abajo) y un coeficiente negativo representa contra gravedad (hacia arriba).

La aplicación de coeficientes sísmicos verticales a menudo tiene poco impacto en el factor de seguridad. La razón de esto es que las fuerzas de inercia verticales alteran el peso de la dovela. Esto implica la alteración del segmento de la base normal de la dovela, que a su vez altera la resistencia al esfuerzo cortante de la base. Por ejemplo, la fuerza de inercia tiene el efecto de aumentar el peso de la dovela, y por tanto, el aumento de la fuerza normal en la base, y luego aumenta la resistencia al esfuerzo cortante en la base.

Ejemplo de una dovela. Por el método de Morgenstern-Price Figuras 5.9 y 5.10.

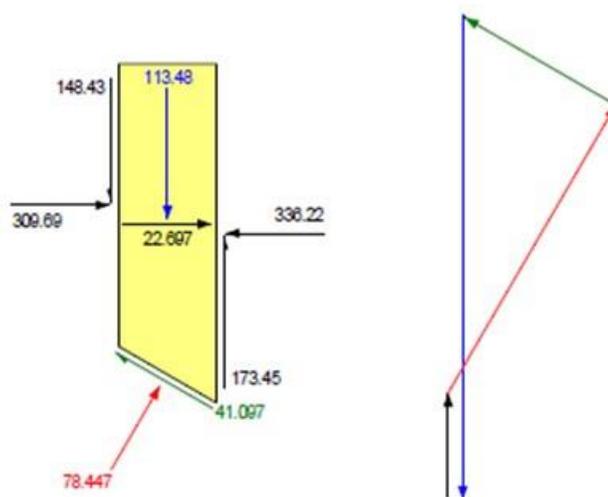


Figura 5.9 Fuerza de inercia sísmica (kN) en el centroide de la dovela

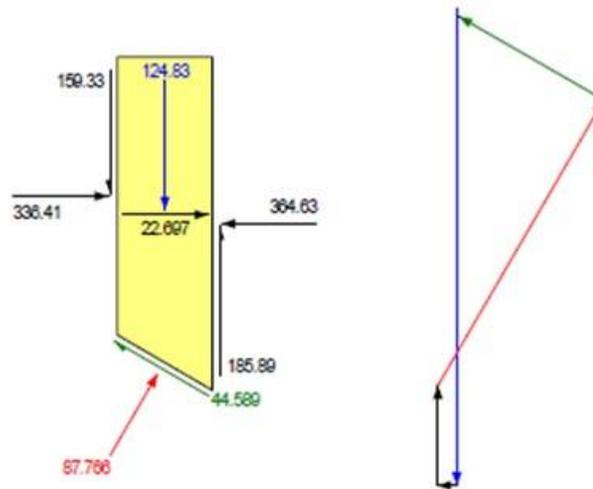


Figura 5.10 Fuerzas (kN) presentes en la dovela con una k_v especificada

5.3.5 Formas de la superficie de falla

Uno de los problemas más importantes al realizar un análisis de estabilidad, es la determinación de la posición de la superficie de falla crítica, con el objeto de encontrar el valor más bajo de factor de seguridad. Para encontrar la superficie de falla crítica es necesario llevar un procedimiento de ensayo. Una posible superficie de falla crea infinidad de factores de seguridad asociados al círculo de falla. De acuerdo con esta investigación, la manera más apropiada de elegir una superficie de falla, se resume en los siguientes puntos:

- El tipo de superficie de falla a elegir depende del tipo de estructura que se pretenda analizar.
- La superficie de falla crítica, es la masa deslizante que perderá la estructura en caso de un colapso inminente de manera que la estructura no tenga reparación alguna.
- La predicción de una superficie de falla crítica se obtiene con la experiencia y el estudio de la estructura analizada.
- En el análisis numérico se puede encontrar infinidad de factores de seguridad críticos, pero eso no implica que sea la superficie de falla general de la cortina.

A continuación se presenta el resumen de las formas posibles de superficies de falla.

Rejilla y radio para deslizamientos circulares

Esta superficie de falla es un arco de círculo. El arco que se presenta en el análisis numérico es una porción de un círculo que corta el talud, se denomina "círculo de falla". Un círculo puede definirse especificando las coordenadas x-y del centro y del radio. Una variación ancha de superficies de falla puede especificarse con una rejilla y un rango de radios definidos como se ilustra en la Figura 5.11. La rejilla está representada por los puntos 19 a 22 y los radios están representados por los puntos 12, 16 y 18.

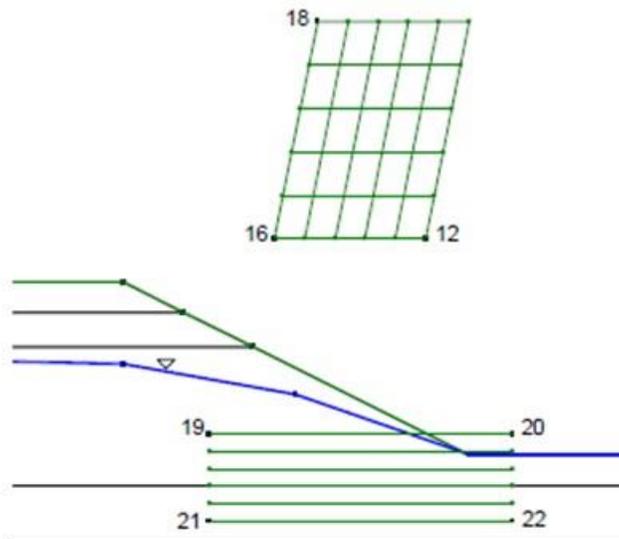


Figura 5.11 Método de rejilla y radio para especificar las superficies de falla de un ensayo en Slope/W

El ensayo de la superficie de deslizamiento es donde el círculo corta la sección del suelo (ver Figura 5.12).

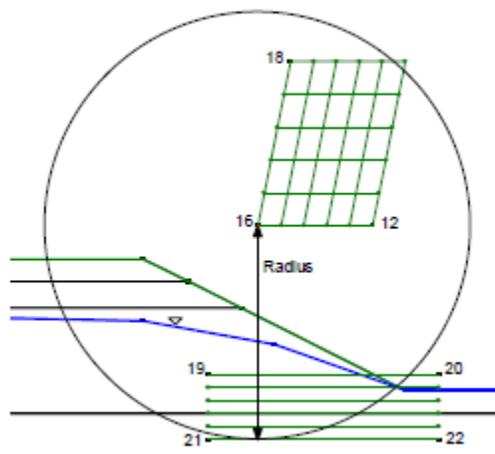


Figura 5.12 Superficie imaginaria de deslizamiento en Slope/W

Superficie de falla compuesta

Este tipo de superficies se utilizan cuando se presentan capas estratigráficas impenetrables. Es decir, que la base de la cimentación se encuentra muy rígida. Existe el potencial de los suelos superficiales para deslizarse a lo largo del contacto entre dos materiales contrastantes. Este tipo de casos se puede analizar con el método de superficie de falla compuesta. La superficie de deslizamiento de prueba comienza como un arco de círculo hasta que se interseca en el material impenetrable (o lecho de roca), como se muestra en la Figura 5.13.

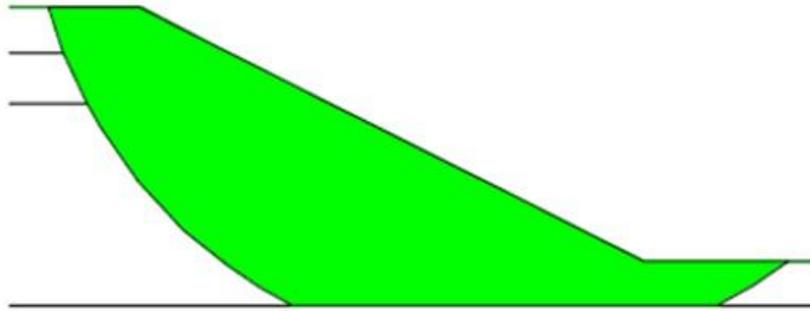


Figura 5.13 Superficie de falla compuesta controlada por una capa impenetrable en Slope/W

Superficie de falla totalmente especificada

Una superficie de falla de prueba se puede especificar con una serie de puntos. Esto permite completar con flexibilidad la posición y la forma de la superficie de deslizamiento. En la Figura 5.14 ilustra una superficie de falla totalmente especificada.

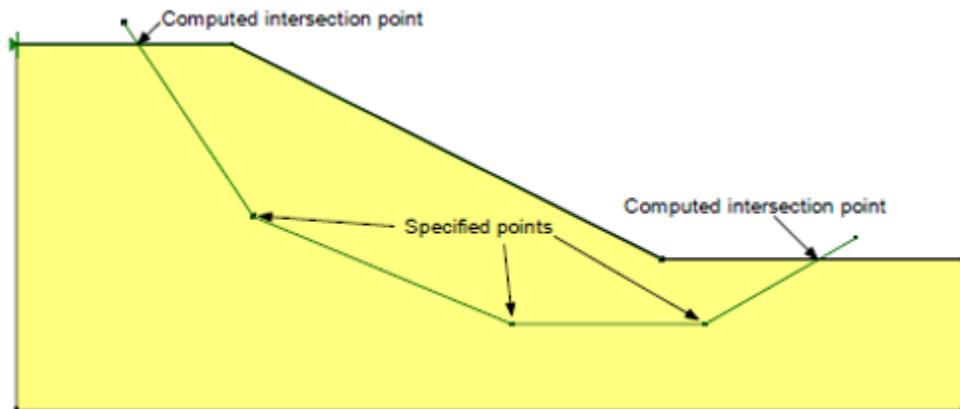


Figura 5.14 Superficie de deslizamiento totalmente especificada en Slope/W

Superficie de falla de deslizamiento del bloque específico

El análisis de deslizamiento de bloque específico se puede llevar a cabo mediante la especificación de dos rejillas de puntos como se muestra en la Figura 5.15. Las rejillas se denominan como bloque de la izquierda y bloque de la derecha. Las redes se definen con un punto superior izquierdo, un punto inferior izquierdo y un punto inferior derecho. En este ejemplo el bloque de la derecha está definido por los puntos 11, 12 y 13.



Figura 5.15 Rejillas para aplicación del Método del bloque específico en Slope/W

La superficie de deslizamiento se compone de tres segmentos de línea. El segmento medio va desde cada punto de la cuadrícula de la izquierda a cada punto de la cuadrícula derecha. Los otros dos segmentos son proyecciones a la superficie del suelo en un rango de ángulos especificados. Permitir que el segmento medio varíe entre todos los puntos hace posible encontrar la masa potencial de falla crítica. En la Figura 5.16 presenta el tipo de superficie de deslizamiento creada.

Los ángulos especificados de cada rejilla se indican con las flechas que se dibujan en la esquina de la parte superior izquierda y derecha, como se distingue en la Figura 5.15.

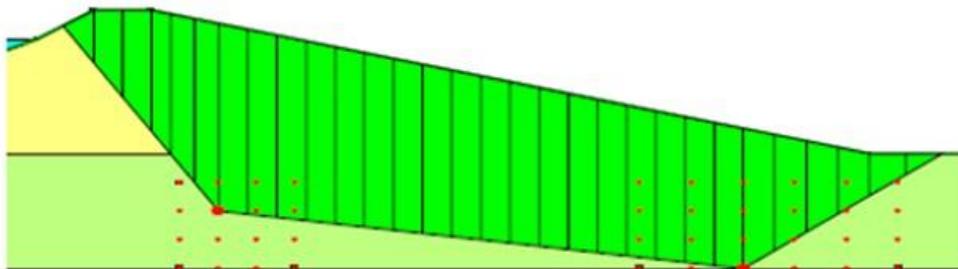


Figura 5.16 Deslizamiento de la superficie por el método del bloque específico en Slope/W

Este método presenta la condición pasiva del suelo, donde la masa deslizante está siendo empujada hacia afuera y hacia arriba. En la zona de la corona, la situación es análoga a las condiciones de presión activa del suelo. Las consideraciones del empuje horizontal en el pie del talud de la superficie de deslizamiento pasiva se posiciona en un ángulo igual a $45-\Phi/2$ y la superficie de falla activa se ubica en un ángulo igual a $45+\Phi/2$. Estas consideraciones pueden utilizarse para guiar la selección de los ángulos de proyección.

En Slope/W, los ángulos de proyección se definen en sentido antihorario desde la coordenada x del eje positivo. Un ángulo cero significa una dirección horizontal a la derecha, un ángulo de 90 grados significa una dirección vertical hacia arriba; un ángulo de 180 grados significa una dirección horizontal en la parte negativa de la coordenada x, y así sucesivamente.

El método del bloque deslizante se aplica a terraplenes con pendientes laterales planas, y en cimentaciones con capas gruesas y suaves.

Optimización del bloque específico

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa
Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

La optimización es un procedimiento iterativo, y por consiguiente se requieren de algunos límites y controles. Estos controles incluyen la definición de una tolerancia del factor de seguridad con respecto a los números máximos de intentos de optimización. La solución optimizada de la masa de falla de la Figura 5.16 se presenta en la figura 5.17. El factor de seguridad del bloque específico sin optimizar es 1.744, mientras que el factor de seguridad optimizado es 1.609.

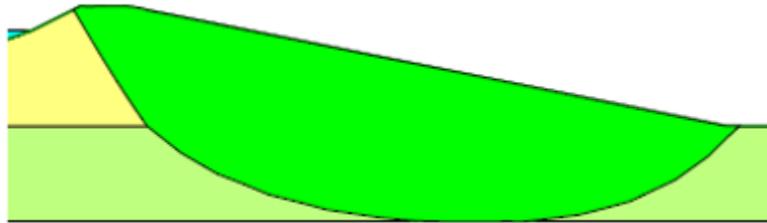


Figura 5.17 Superficie de deslizamiento por el método del bloque optimizado en Slope/W

6. CASO PRÁCTICO: EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA PRESA NETZAHUALCÓYOTL ANTE SISMOS Y FUERZAS DE FILTRACIÓN

6.1 INTRODUCCIÓN

El estudio del comportamiento de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración se realizó considerando tres escenarios:

1. Análisis de estabilidad de taludes al final de la construcción (a corto plazo).
2. Análisis de estabilidad de taludes a largo plazo (flujo establecido).
3. Análisis de estabilidad de taludes sometido a flujo transitorio.

El código Slope/W (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004) permite realizar el análisis de estabilidad para obtener el factor de seguridad crítico, mediante un análisis estático y un análisis pseudo-estático, utilizando el Método de Equilibrio Límite (MEL) y el código Seep/W (2007), permite realizar el análisis numérico de flujo de agua, mediante el Método de Elementos Finitos (MEF) resolviendo la ecuación general de flujo de agua (ec. de Richards, 1931).

El estudio de presas de tierra y enrocado para esta tesis, consiste en un análisis acoplado de flujo de agua (establecido y transitorio) – estabilidad, con la finalidad de analizar la estabilidad de los taludes de la presa Netzahualcóyotl (Malpaso), ubicado en el municipio de Tecpatán, Chiapas, con el objeto de utilizar herramientas necesarias para llevar a cabo la modelación numérica y que los resultados se aproximen a la realidad.

La presa Netzahualcóyotl fue construida entre 1959 y 1964, estuvo a cargo la Comisión del Río Grijalva (SRH), con el fin de aprovechar en riego y generación de energía eléctrica, las aguas del río Grijalva y de su principal afluente el río de La Venta, para control de avenidas y evitar inundaciones en la región de la Chontalpa y en la propia ciudad de Villahermosa, Tabasco.

Entre las principales fallas de presas a nivel internacional se encuentran la tubificación y filtraciones (CONAGUA, 2012), esto implica la necesidad de analizar este tipo fallas en presas de tierra y enrocado, a partir de modelaciones numéricas. La falla de la presa Netzahualcóyotl, representaría pérdidas económicas y de vidas humanas, debido a que en la Ciudad de Villahermosa, Tabasco y municipios aledaños, se encuentran aguas abajo de esta presa.

De acuerdo con la zonificación sísmica de la República Mexicana (Presas de México, volumen II, 1982), la presa Netzahualcóyotl se encuentra en la zona sísmica B. Por tanto, se debe analizar la estabilidad de los taludes de la presa ante las fuerzas sísmicas.

De acuerdo con la problemática que puede ocasionar a la falla de esta presa, es necesario realizar el análisis de sus taludes ante los efectos sísmicos y de filtración.

6.2 GENERALIDADES DEL RÍO GRIJALVA

La cuenca del río Grijalva se localiza en el sureste de México. Es una cuenca transfronteriza de 60, 256 km² (CONAGUA, 2011) que se extiende hasta la Sierra de Cuchumatanes de Guatemala, expandiéndose en México a lo largo de la Depresión Central de Chiapas, una extensa zona semiplana con orientación SE-NW flanqueada por la Sierra Madre, Los Altos y las Montañas del Norte de Chiapas (Figura 6.1) y desemboca en el Golfo de México, en Frontera, Tabasco.

La ubicación del río Grijalva se encuentra en las longitudes 89.6° a 94.5° Oeste y las latitudes 15.3° a 18.7° Norte.

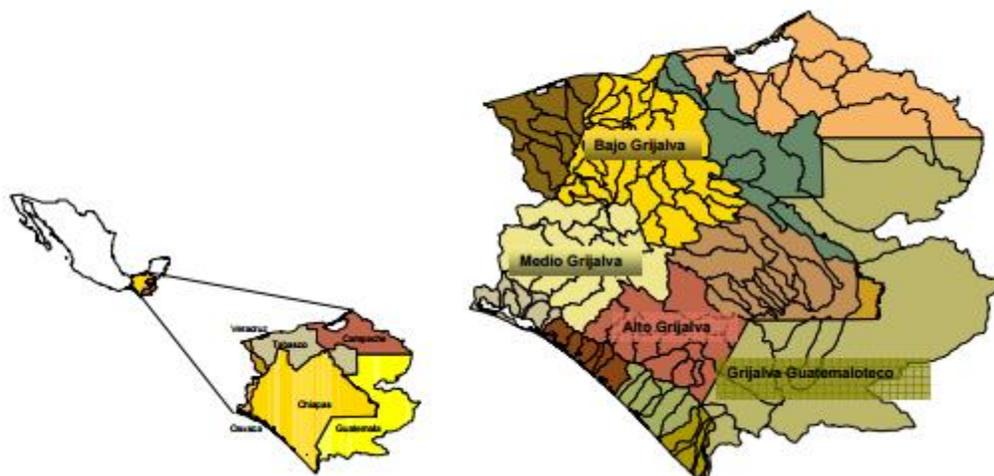


Figura 6.1 Cuenca y subcuenca del río Grijalva (Rubio *et al.*, 2006)

El Alto y Medio Grijalva se ubica en la Depresión Central de Chiapas, en el centro de este Estado, es una extensa zona semiplana bordeada por la Sierra Madre, los Altos y las Montañas del Norte de Chiapas.

En el Bajo Grijalva se ubica la Sierra del Norte de Chiapas, son una serie de serranías separadas por alargados valles que bordean a los Altos y las Montañas del Oriente. La disposición de las montañas permite interceptar la humedad que cargan los vientos del Golfo de México, lo que propicia un clima húmedo con lluvias en todo el año.

La regulación del río Grijalva inicia a partir de la presa La Angostura en el Alto Grijalva, aguas abajo el río Grijalva bordea la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Capital del estado de Chiapas, aguas abajo se ubica la presa Chicoasén, la más eficiente en energía eléctrica del país, posteriormente el Grijalva cuenta con las aportaciones por margen izquierda el río de la Venta y por la margen derecha de los ríos Chicoasén y Yamonho, donde se ubica la presa Netzahualcóyotl, después recibe las aportaciones de varias corrientes que dan origen al río Mezcalapa, como se le llama localmente al río Grijalva, después se bifurca en los ríos Samaria por su margen izquierda, el cual desemboca en el golfo de México en la Barra de Chiltepec después de varias bifurcaciones y, el río Carrizal por su margen derecha, este último cruza la Ciudad de Villahermosa, Capital del Estado de Tabasco, donde recibe las aportaciones de los ríos que nacen en las montañas del Bajo Grijalva. Después de Villahermosa continúa el río

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

Grijalva hasta confluir con el río Usumacinta para después desembocar al golfo de México (Figura 6.2).



Figura 6.2 Hidrología del río Grijalva (Rubio *et al.*, 2006)

A finales de la década de los cincuentas se tomó la decisión de iniciar el aprovechamiento y control de los escurrimientos de la cuenca alta del río Grijalva. La primera en construirse en 1959, la presa Netzahualcóyotl (construida por la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos), Angostura, Chicoasén y Peñitas (construidas por la Comisión Federal de Electricidad), que constituyen el sistema hidroeléctrico más importante del país (Figura 6.3).

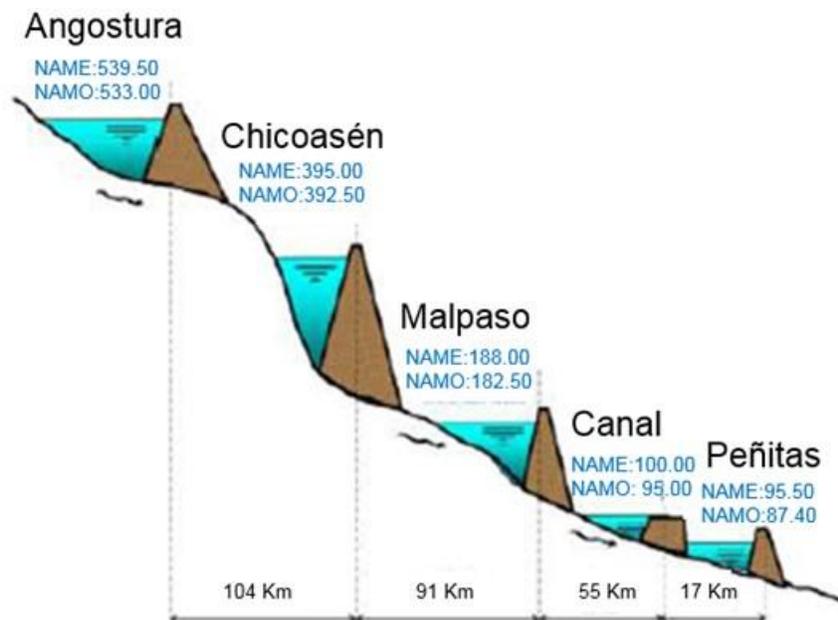


Figura 6.3 Perfil del sistema de presas del Alto Grijalva (González –Villareal, 2012)

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

Con la construcción de este sistema hidroeléctrico, la cantidad de posibles inundaciones disminuyó significativamente, además de regular los escurrimientos, tiene otros fines: generación de energía eléctrica, abastecimiento de agua y recreación, entre otros. La capacidad de regulación del sistema en conjunto, ha reducido la probabilidad de ocurrencia de inundaciones extraordinarias en la parte baja de la cuenca (Tabla 6.1).

Tabla 6.1 Principales características del sistema de presas del río Grijalva. CFE

Presa	Año de construcción	NAMO (msnm)	NAME (msnm)	Cap. Útil (Mm ³)	Cap. regulación (Mm ³)
Netzahualcóyotl	1964	182.50	188.00	14,000	3,460
Angostura	1975	533.00	539.50	20,000	8,500
Chicoasén	1980	392.50	395.00	1,680	490
Peñitas	1987	87.40	95.50	1,485	1,091

6.3 GENERALIDADES DE LA PRESA NETZAHUALCÓYOTL

6.3.1 Localización

La presa Netzahualcóyotl se ubica en el municipio de Tecpatán del Estado de Chiapas, en un estrechamiento del río Grijalva denominado Raudales de Malpaso, localizado a 2.5 km aguas abajo de la confluencia de los ríos la Venta y Grijalva, aproximadamente al suroeste de la ciudad de Villahermosa, Tabasco y a 138 km aguas arriba de la desembocadura en el Golfo de México (Figura 6.4).

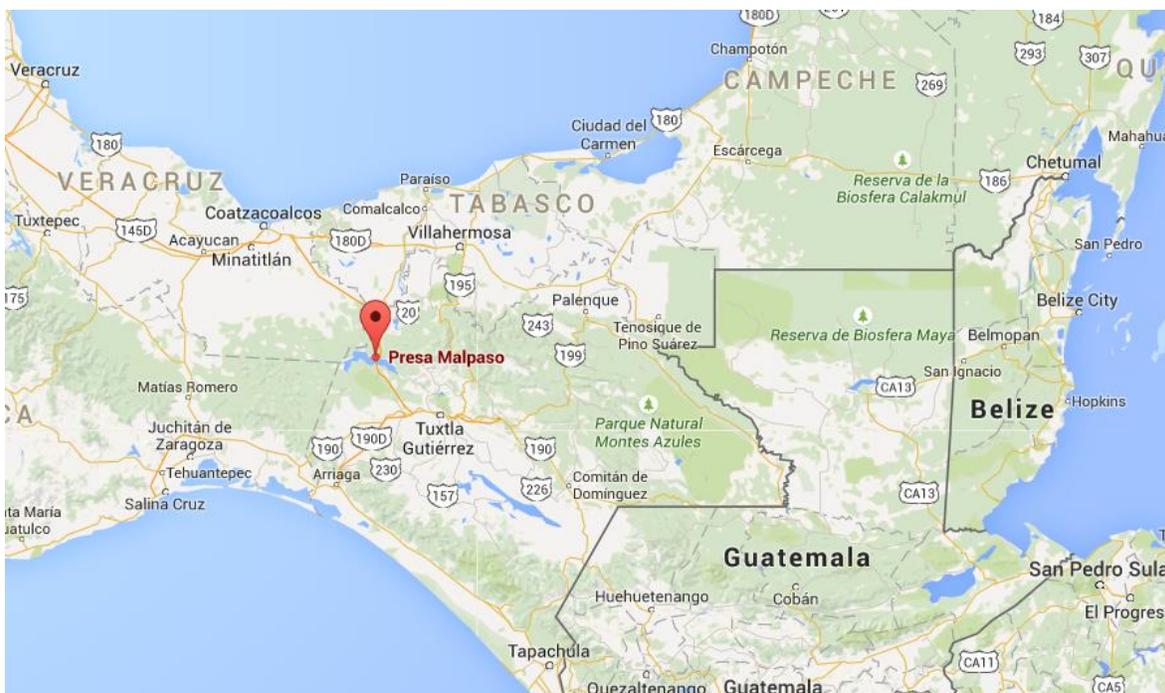


Figura 6.4 Localización de la presa Netzahualcóyotl

6.3.2 Cuenca del sitio

El área de la cuenca es de 33 740 km², y el escurrimiento medio anual resulta de 19 000 x 10⁶ m³, en el periodo 1944-1973. La capacidad del vaso para regulación de crecientes es de 3 800 X 10⁶ m³, el súper almacenamiento de 860 X 10⁶ m³ y el volumen previsto para la generación de energía es de 7 300 X10⁶ m³.

6.3.3 Climatología

La obra se encuentra ubicada en la región sureste del país, su clima es tropical, con alta precipitación anual ocasionada en parte por el efecto de ciclones tropicales.

La precipitación media anual durante los años de construcción fue de 2, 180 mm, con un máximo en el año de 1963 de 2, 388.2 mm. En la Tabla 6.2 se muestra el valor de la precipitación anual así como los días libres de lluvia durante el año.

Tabla 6.2 Precipitación media anual durante la construcción (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)

Años	Precipitación anual en mm	Días libres de lluvia durante el año	%
1961	2, 105.60	187	51
1962	1, 862.10	163	45
1963	2, 388.20	168	46
1964	2, 365.80	232	64
Total:	8, 721.70		
Promedio:	2, 180.40		

6.3.4 Área de embalse

23, 000 Ha. a la elevación 163.90 m, cresta del vertedor.

30, 000 Ha. a la elevación 188.00 m, nivel de aguas máximas extraordinarias.

En la siguiente Tabla 6.3, se presenta la capacidad del vaso, en millones de m³.

Tabla 6.3 Capacidades del vaso, en millones de m³ (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)

	Capacidad Parcial	Capacidad Acumulada	Elevación del embalse m.s.n.m
Para azolves	1, 000	1, 000	126.00
Para generación de energía	7, 300	8, 300	170.80
Para control de avenidas	3, 800	12, 100	185.00
Superalmacenamiento	860	12, 960	188.00

6.3.5 Geología regional

La presa Netzahualcóyotl está cimentado con material descrito en la geología la boquilla, debido a los conglomerados ubicados en esta zona, es de características impermeables y las fallas que se presentan en esta zona, fueron rellenadas de lechada de concreto.

La obra se localiza sobre la vertiente del Golfo de México de la sierra de Chiapas, que forma parte de la prolongación sur de la Sierra Madre Oriental. La región está formada por plegamientos de sedimentos marinos del Cretácico y Cenozoico pertenecientes al Geosinclinal Mexicano, que tienen una orientación general NW-SE, están bien afectadas por fallas normales y de empuje generalmente paralelas a la orientación de las sierras. Estas formaciones están representadas, de acuerdo con su orden de mayor a menor edad, por calizas, lutitas con intercalaciones de calizas, lutitas, conglomerados, areniscas y materiales de aluvión reciente. Todas las formaciones marinas anteriores han estado expuestas a un interperismo intensivo en un clima tropical húmedo, lo que ha propiciado la formación de grandes espesores de suelos residuales parcialmente lateríticos que cubren esas formaciones con espesores variables entre 0 y 30 m.

Geología de la boquilla:

Es angosta en la parte baja y abierta en la superior. Está formada exclusivamente por una serie denominada “Conglomerado Malpaso”. Consistente de bancos gruesos de conglomerados muy bien cementados en una matriz areno arcillosa no soluble e impermeable, entre los cuales se encuentran intercalaciones lenticulares de areniscas muy compactas de grano fino, hasta 6 m de espesor y capas ocasionales lenticulares de lutitas compactadas e impermeables. Esta formación tiene una estratificación casi horizontal y está afectada por dos fallas escalonadas de tipo normal, transversales al eje de la boquilla e inclinada hacia la margen izquierda, una localizada a media altura de la margen izquierda y la otra dentro de la zona del cauce. En la parte alta de la boquilla existía una cubierta de suelo residual, de espesores variables de 3 a 18 m, producto de un intemperismo profundo, en clima húmedo tropical, del “Conglomerado Malpaso” (Figura 6.5). Y en la zona del cauce se tiene un relleno profundo de acarreo de arena, con espesor variable a lo largo de la zona de desplante de la cortina y un máximo de 30 m.

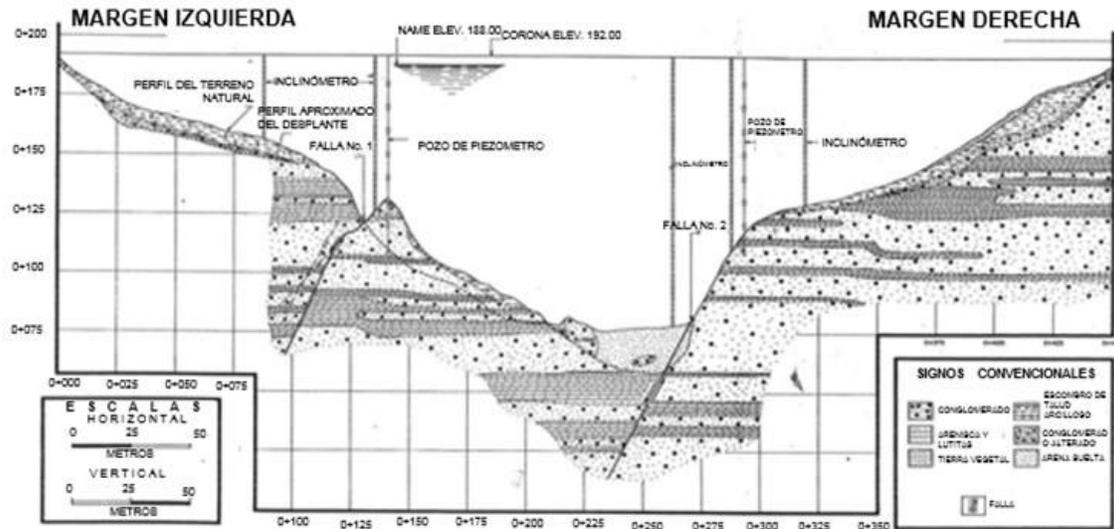


Figura 6.5 Información geológica de la cortina principal de la presa Netzahualcóyotl (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)

Geología del vaso:

El vaso tiene forma alargada, con orientación general NW-SE, que coincide con la de los ejes de plegamiento de la Sierra de Chiapas, formada por lutitas del Eoceno y en la parte norte cercana a la boquilla y a los Diques 1 y 2, se encuentran areniscas, conglomerados y lutitas del Oligoceno. Hacia el suroeste del vaso, en la cola correspondiente al río de la Venta, afloran las calizas del Cretácico Medio de la Sierra Madre de Chiapas. Todas estas formaciones se encuentran afectadas por un intemperismo profundo de clima húmedo tropical. En las partes bajas de los valles se encuentran materiales de acarreo de aluvión de gravas y arenas.

6.3.6 Sismología regional

La presa queda comprendida dentro de la zona sísmica del país y cerca de ella existen aproximadamente 5 epifocos. El más activo dista de la cortina principal unos 40 km y tiene una intensidad registrada de 6 a 7 de la escala de Richter (Figuroa, 1973).

6.3.7 Descripción de la cortina principal

Tipo: de roca, con corazón impermeable central angosto y simétrico protegido en ambos lados con filtros, zonas de transición y respaldos permeables de rezaga y roca; además, chapa de roca selecta para protección contra oleaje y erosión. La zona está constituida por cinco zonas (Tabla 6.4).

Zona 1. *Corazón impermeable*, formado con el producto de un banco localizado en la margen derecha aguas arriba y a una distancia de 1.5 Km.

Zona 2. *Filtro selecto de arena y grava*, con tamaño máximo de partículas de 3", colocado aguas abajo del corazón impermeable con un espesor constante de 4 m. El material se obtuvo de la arena seleccionada de las limpias en el cauce del río y de un banco localizado aguas abajo de la cortina.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

Zona 3. *Material de transición de grava y arena*, con tamaño máximo de partículas de 4", colocado en ambos lados del corazón impermeable, formado con el producto de un banco localizado en la margen izquierda aguas abajo, a una distancia de 5 Km aproximadamente.

Zona 4. *Respaldo permeable*, formado con el producto de excavaciones en roca, correspondientes a túneles de desvío y a la obra de control y de excedencias.

Zona 5. *Roca selecta para protección contra oleaje y erosión*, obtenida de las excavaciones indicadas y colocada a volteo con espesor de 3 m en el parámetro exterior de aguas arriba y de 2 m en el parámetro exterior de aguas abajo (Figura 6.6).

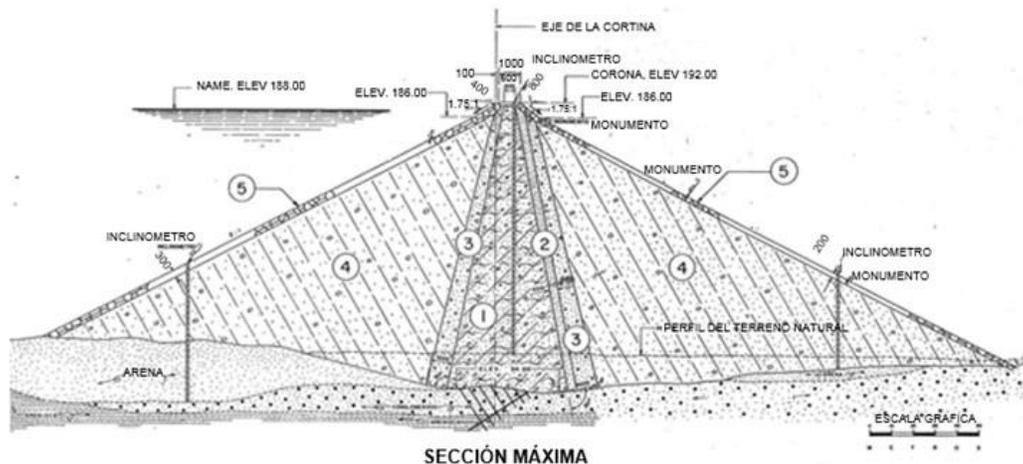


Figura 6.6 Sección de la cortina principal de la presa Netzahualcóyotl (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)

Dimensiones de la cortina: Altura máxima sobre el desplante 138.00 m; longitud por la corona 478.00 m; ancho de la corona 10.00 m; ancho en la base 485.00 m.

Taludes exteriores: Aguas arriba y aguas abajo: 1.75:1 desde la corona hasta la elevación 186.00 m; 2:1 desde la elevación 186.00 hasta el cauce.

Elevaciones: Del desplante de la cimentación 54.00 m; de la corona 192.00 m.

Bordo libre: 5.40 m.

Materiales constituyentes de la presa:

Corazón impermeable (material 1): Suelo limoso compresible; sus propiedades mecánicas promedio son: densidad de sólidos $S_s = 2.713$, límite líquido $LL = 61\%$, índice de plasticidad $IP = 24\%$, peso volumétrico seco $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$, humedad óptima $w = 21\%$.

Filtro (material 2): Los materiales del filtro selectos grava-arena, tienen una densidad de sólidos de $S_s = 2.648$, su peso volumétrico seco es de $\gamma_d = 1.7 \text{ t/m}^3$, para un 80% de densidad relativa.

Transición (material 3): Los materiales de transición selectos grava-arena, tienen una densidad de sólidos $S_s = 2.640$, su peso volumétrico seco es de $\gamma_d = 2.0 \text{ t/m}^3$, para un 80 % de su densidad relativa.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

Material de excavación (material 4): Formado con grava, arena y rezagas del conglomerado; su densidad de sólidos $S_s = 2.625$, su peso volumétrico seco para la porción menor que la malla de 3" es de $\gamma_d = 2.0 \text{ t/m}^3$, correspondiendo a una densidad relativa del 80%.

Las propiedades mecánicas e hidráulicas más importantes para el diseño de la cortina principal se encuentran en las Tablas 6.4 y 6.5.

Tabla 6.4 Resumen de las propiedades índice de los materiales (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)

Material*	Clasificación S.U.C.S.	Granulometría			Límites de consistencia			Gravedad específica	Pesos volumétricos			
		Muestra total			Malla No. 40				Ss	γ_d	γ_h	γ_{sum}
		G	A	Finos	LL	LP	Ip					
		%	%	%	%	%	-	-				
1	Lc	4.9	29.6	65.5	61.0	37.0	24.0	2.713	1600	1940	1020	0.696
2	Am	20.6	77.3	2.1				2.648	1700	-	1070	0.545
3	Gb	61.00	36.5	2.5				2.650	2000	-	1240	0.328
4	Material producto de excavaciones en roca							2.625	2000	-	1237	-
5	Enrocamiento selecto							2.625	1600	-	895	-

1: Núcleo; 2: Filtro; 3: Transición; 4: Material de excavación; 5: Roca

En la Tabla 6.5 se proporcionan las permeabilidades de los materiales de la presa Netzahualcóyotl.

Tabla 6.5 Permeabilidades de los materiales (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)

Material	Permeabilidad (cm/s)
Núcleo	6.91×10^{-7}
Filtro	1×10^{-5}
Transición	1×10^{-4}
Excavación	1×10^{-2}
Enrocamiento	1

En la Tabla 6.6 se presentan los valores de las propiedades mecánicas de los materiales de la presa Netzahualcóyotl.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

Tabla 6.6 Propiedades mecánicas de los materiales (Comportamiento de presas construidas en México, 1976)

Material	c (kg/cm ²)	Φ
Núcleo	0.58	22°
Filtro		35°
Transición		35°
Excavación		36°
Enrocamiento		45°

Tratamiento de la cimentación:

Dentro de las trazas del cuerpo de la cortina, en ambas laderas se realizó una limpieza, removiendo todos los materiales del suelo residual en espesores variables entre 3 y 20 m, hasta descubrir el “Conglomerado Malpaso”, sano y compacto en toda la boquilla.

En la zona del cauce, en el desplante del corazón impermeable y del respaldo de aguas abajo, se realizó la limpieza de la arena que tenía profundidades variables de 3 a 18 m. Aguas arriba se desplantaron los materiales permeables de la cortina sobre la arena del cauce, que tienen un espesor máximo de 30 m; esta decisión se tomó en virtud de que se comprobó, mediante ensayos con explosivos, que la compacidad de esta arena era adecuada y que, por tanto, no se tenía riesgo de falla por licuación provocada por efecto de sismos, ni de asentamientos. La permeabilidad y las propiedades mecánicas de la cimentación se encuentran en la Tabla 6.7 y Figura 6.7.

Tabla 6.7 Permeabilidad y propiedades mecánicas de la cimentación

Cimentación	Ss	k (cm/s)	γ _d (kg/m ³)	Φ
Arenisca	2.650	1x10-3	2200	38°
Conglomerado	2.625	1x10-6	2000	36°

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

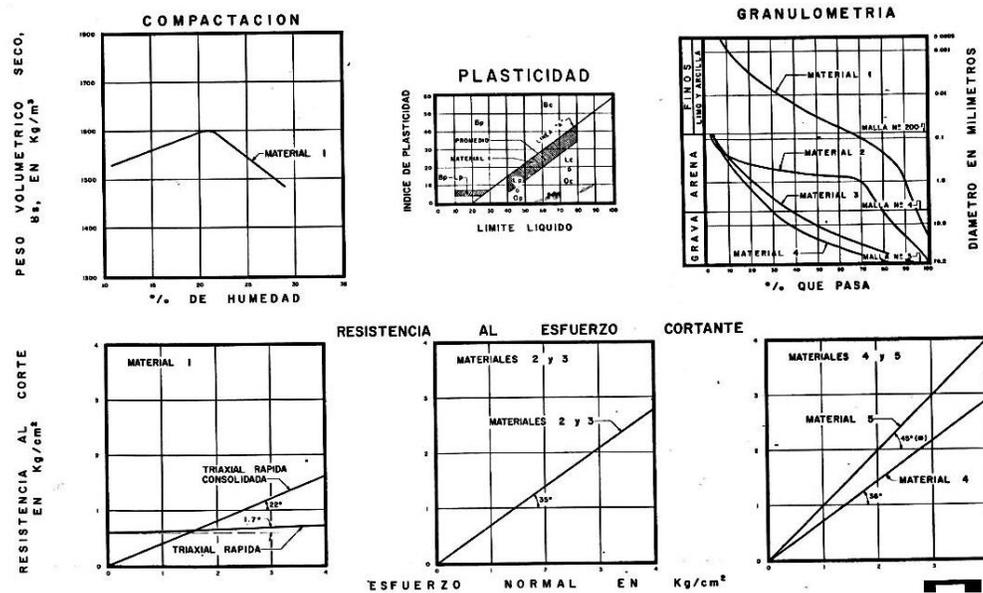


Figura 6.7 Propiedades de los materiales para la presa Netzahualcóyotl (Presas de México volumen II 1982-1994)

Debido a los conglomerados malpaso, no hubo necesidad de hacer trincheras, dentellón y tampoco pantallas de inyección.

Inyección especial de la zona de falla de la margen izquierda: en la falla que cruza la cimentación de la cortina se llevó a cabo una limpieza removiendo los materiales arcillosos poco compactos; posteriormente se rellenó de concreto simple y se efectuó el sellado de la misma, mediante inyecciones inclinadas a diferentes profundidades. En la Figura 6.8 se muestra el esquema general del tratamiento de la cimentación para la cortina en la presa Netzahualcóyotl (Malpaso).

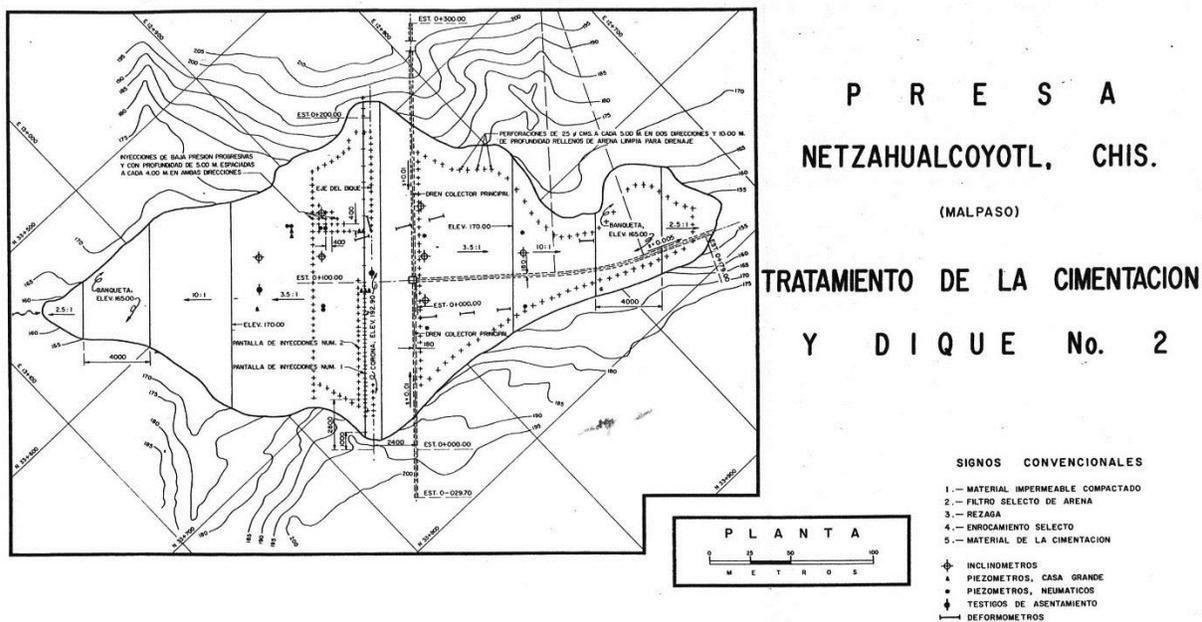


Figura 6.8 Tratamiento de la cimentación para la presa Netzahualcóyotl (Presas de México volumen II 1982-1994)

Estabilidad de la sección

De acuerdo con la información encontrada en el volumen de “Presas de México volumen II” (1982-1994), se emplearon superficies de falla cilíndricas, con aplicación del Método Sueco, obteniéndose un factor de seguridad mínimo de 1.36 para el talud de aguas abajo, considerando sismo ($c= 0.15$) y el efecto de las fuerzas de filtración en condiciones finales.

Se revisó empleando superficies planas de deslizamientos, por el Método de la Cuña, considerando el efecto activo y pasivo, obteniéndose un factor de seguridad mínimo de 2.42.

En esta tesis se realizarán de nuevo los análisis de estabilidad de la presa Netzahualcóyotl utilizando criterios más recientes.

6.3.8 Estimación de las propiedades índice y curvas granulométricas del suelo

Para la determinación de las relaciones masa-volumen de los materiales de la sección de la cortina de la presa Netzahualcóyotl, se contemplaron los valores de gravedad específica y relación de vacíos para tres materiales (núcleo, filtro y transición) y para el caso del material de excavación (material 4) se contemplaron los valores de gravedad específica y densidad seca.

En la Tabla 6.8, se presentan las relaciones masa-volumen, deducidas a partir de los datos comentados.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

Tabla 6.8 Determinación de las propiedades índice de los materiales de la presa Netzahualcóyotl

Determinación de las propiedades índice de los materiales				
Propiedad	Núcleo	Filtro	Transición	Material de excavación
Gravedad específica (Ss)	2.71	2.65	2.65	2.63
Peso volumétrico seco γ_d (kg/m ³)	1600	1700	2000	2000
relación de vacíos e	0.7	0.55	0.33	0.31
Grado de saturación (%)	100	100	100	100
Contenido de agua volumétrico θ (m ³ /m ³)	0.41	0.36	0.25	0.24
Porosidad n (%)	41.17	35.94	24.81	23.66
Contenido de agua w (%)	25.83	20.75	12.45	11.78
Peso volumétrico total γ_m (kg/m ³)	2000	2060	2240	2244

En la Figura 6.9 se presentan las curvas granulométricas de los materiales que constituyen la presa Netzahualcóyotl, basándose de la Tabla 6.4 y la Figura 6.7, y despreciando el material de enrocado debido al espesor que mantiene comparada con los materiales de la sección de la cortina.

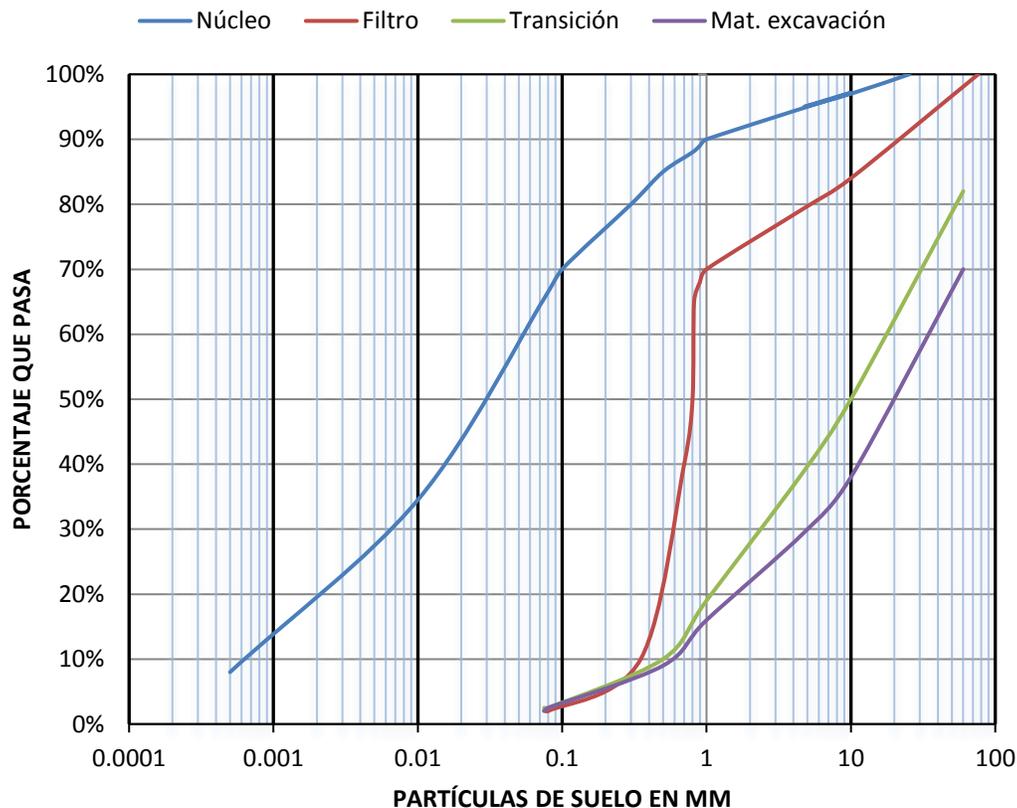


Figura 6.9 Curvas granulométricas de los materiales correspondientes a la sección de la cortina de la Presa Netzahualcóyotl (Modificado de Presas de México volumen II 1982-1994)

6.4 ESTIMACIÓN DE LAS CURVAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO A PARTIR DEL MODELO DE FREDLUND Y XING, (1994)

Para la determinación de las curvas características de los materiales constituyentes de la presa Netzahualcóyotl, se aplicó el modelo de Fredlund y Xing (1994), descrito en el capítulo 3.4.5 de esta tesis. Para la solución de este modelo se toma en cuenta la determinación de las propiedades índice expresadas en la Tabla 6.8 y las curvas granulométricas presentadas en la Figura 6.9.

- **Estimación de la curva característica para el núcleo de la presa Netzahualcóyotl**

Para la solución de la ecuación (3.21), es necesario definir los parámetros a , n , m , y también el valor de la succión residual (Ψ_r).

Estimación de los parámetros a , n y m para suelos cohesivos.

Aplicando la ecuación 3.27, se tiene:

$$a = 0.0034(wIP)^{3.35} + 4(wIP) + 11$$

Sustituyendo:

$$a = 0.0034(0.655 * 0.24)^{3.35} + 4(0.655 * 0.24) + 11 = 11.63$$

De la ecuación 3.28, se tiene:

$$m = 0.0514(wIP)^{0.465} + 0.50$$

Sustituyendo:

$$m = 0.0514(0.655 * 0.24)^{0.465} + 0.50 = 0.522$$

De la ecuación 3.29, se tiene:

$$n = m[-2.313(wIP)^{0.14} + 5]$$

Sustituyendo:

$$n = 0.522[-2.313(0.655 * 0.24)^{0.14} + 5] = 1.68$$

Estimación del valor de la succión residual (Ψ_r) para suelos cohesivos.

Aplicando la ecuación 3.26, se tiene:

$$\zeta \approx 0.15\rho_s$$

Sustituyendo el valor de la densidad de sólidos para el material del núcleo, se tiene:

$$\zeta \approx 0.15 * 1600 = 240$$

Aplicando la ecuación 3.22, se tiene:

$$\Psi_r = 0.86 \left(\frac{\zeta}{e} \right)^{1.2} w_L^{1.74}$$

Sustituyendo los valores obtenidos, se tiene el valor de la succión residual:

$$\Psi_r = 0.86 \left(\frac{240}{2.7183} \right)^{1.2} 0.61^{1.74} = 78.72$$

De la ecuación 3.21:

$$\theta(\Psi) = \theta_s \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\Psi_r} \right)} \right] \left[\frac{1}{\left\{ \ln \left[e(1) + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \right] \quad (3.22)$$

Sustituyendo los resultados de los parámetros obtenidos en la ecuación del modelo de Fredlund y Xing (1994), se tiene:

$$\theta(\Psi) = 0.41 \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\Psi}{78.72} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{78.72} \right)} \right] \left[\frac{1}{\left\{ \ln \left[2.7183 + \left(\frac{\Psi}{11.629} \right)^{1.68} \right] \right\}^{0.522}} \right]$$

Con la ecuación del modelo de Fredlund y Xing (1994), se sustituyen los valores de la succión en un rango de 0.01 kPa hasta 1×10^6 kPa, el resultado obtenido se muestra en la Figura 6.10.

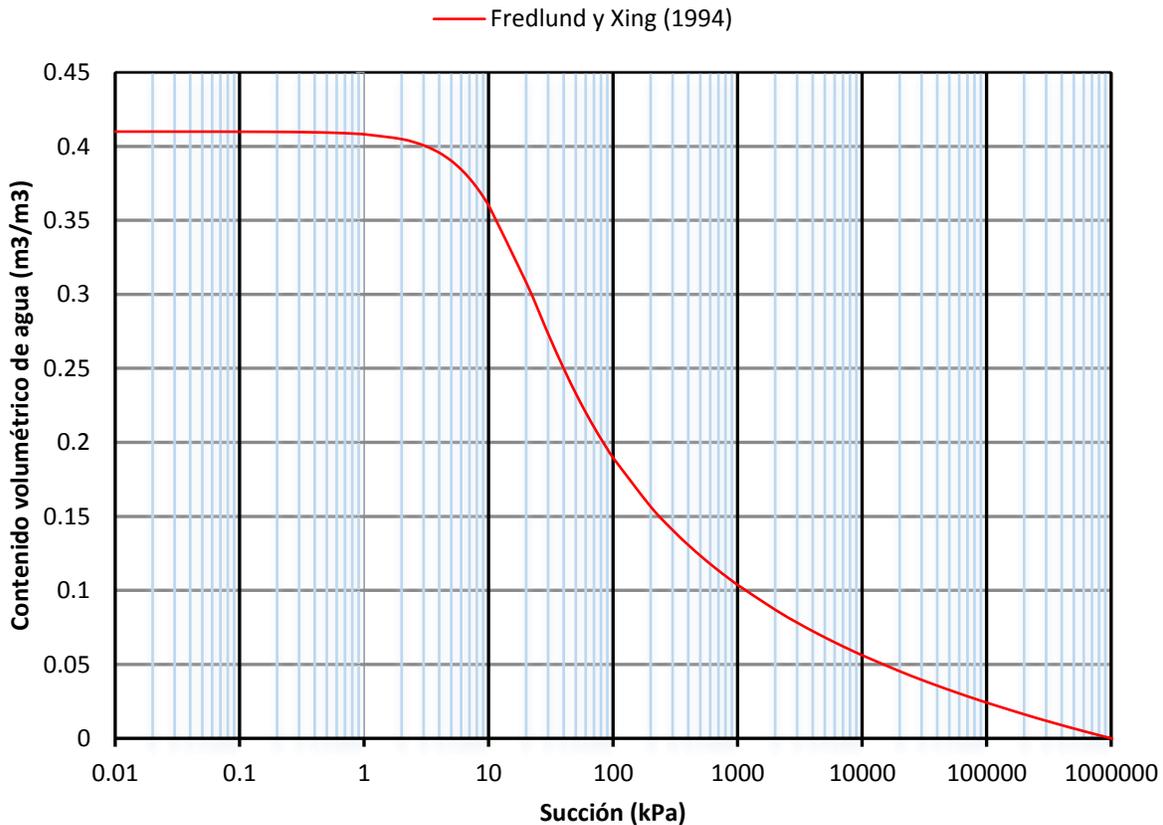


Figura 6.10 Estimación de la curva característica para el núcleo de la presa Netzahualcóyotl

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

El comportamiento de la gráfica es adecuado debido a que se observa una curva bien definida y mantiene una pendiente gradual, representativa para un suelo fino. En la curva característica del material se observa que cuando el valor de la succión es de 1×10^6 kPa, el valor del contenido de agua es cero.

- **Estimación de la curva característica para el material filtro de la presa Netzahualcóyotl**

Para definir la curva característica del material filtro, se aplicó el modelo de Fredlund y Xing, (1994). Las ecuaciones necesarias para la solución y definición de la curva característica para un modelo de suelo granular se encuentra en el capítulo 3.4.5.

El material filtro de la presa Netzahualcóyotl es grava-arena, por tanto, es un suelo granular y de acuerdo con el modelo de Fredlund Y Xing (1994), los parámetros a , m , n , y la succión residual (Ψ_r), se determinaron según el tipo de suelo presente.

Con ayuda de la Tabla 6.8, la Figura 6.9 y las ecuaciones presentadas en el capítulo 3.4.5 de esta tesis, se obtuvo los valores de los parámetros a , n , m y la succión residual (Ψ_r) para un suelo granular y sustituyendo estos valores en la ecuación 3.21, se tiene:

$$\theta(\Psi) = 0.36 \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\Psi}{0.60} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{0.60} \right)} \right] \left[\frac{1}{\left\{ \ln \left[2.7183 + \left(\frac{\Psi}{1.04} \right)^{7.5} \right] \right\}^{1.68}} \right]$$

En la Figura 6.11, muestra la curva característica presentada para el material filtro de la presa Netzahualcóyotl, se observa que el valor del contenido de agua (Θ_s) tiende a cero cuando el valor de la succión es mayor de 5×10^6 kPa.

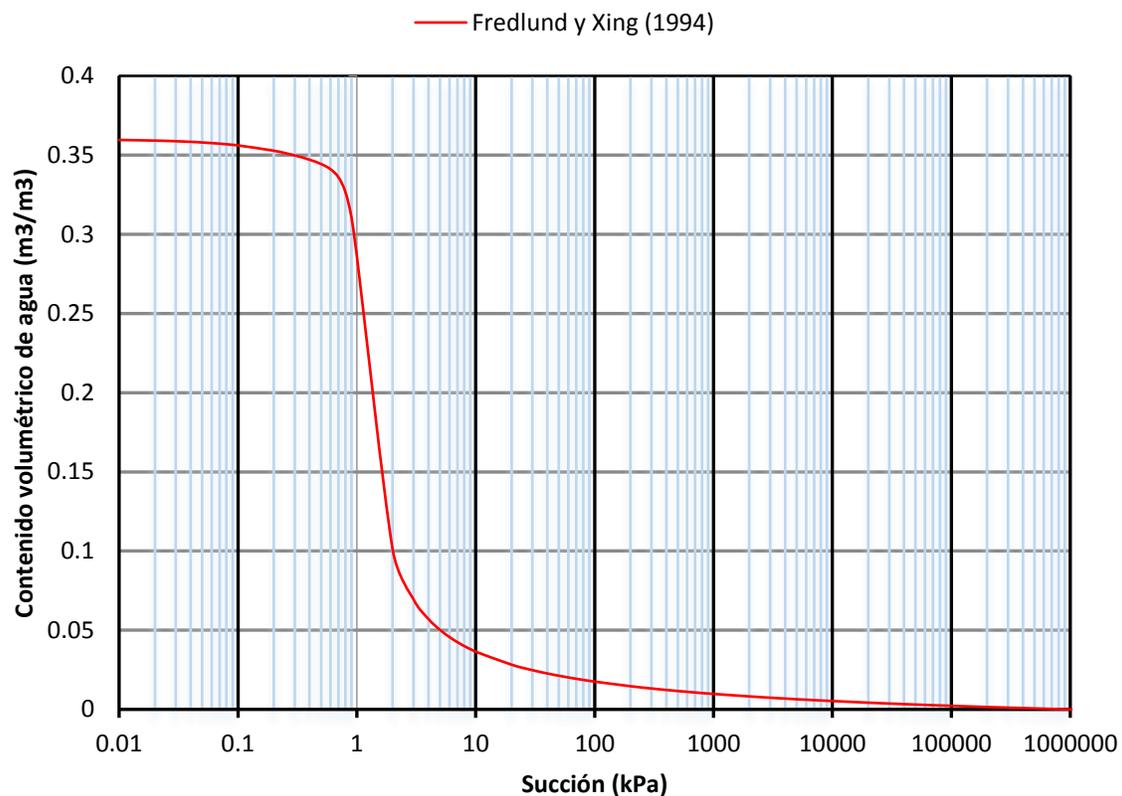


Figura 6.11 Curva característica del filtro de la presa Netzahualcóyotl

- **Estimación de las curvas características de los materiales presentes en la cortina de la Presa Netzahualcóyotl**

En la Figura 6.12, se presenta el resumen de resultados de las curvas características de los materiales presentes en la cortina de la presa Netzahualcóyotl, el núcleo como un suelo cohesivo y el resto de los materiales (filtro, transición y material de excavación) como suelos granulares. Para la curva característica del material de transición se observa que la disipación del contenido de agua volumétrico tiende a cero, cuando el valor de la succión es mayor de 5 kPa, y para el material de excavación, su contenido de agua volumétrico tiende a cero cuando el valor de la succión es mayor de 3 kPa.

En la Figura 6.12 indica que si el material es muy fino (limo o arcilla), se necesita un valor de succión muy alto (1×10^6 kPa) para disipar el contenido de agua volumétrico del material. Por tanto, en cuanto el suelo es más granular y con mayor permeabilidad se necesitan menores valores de succión para la disipación del contenido de agua volumétrico.

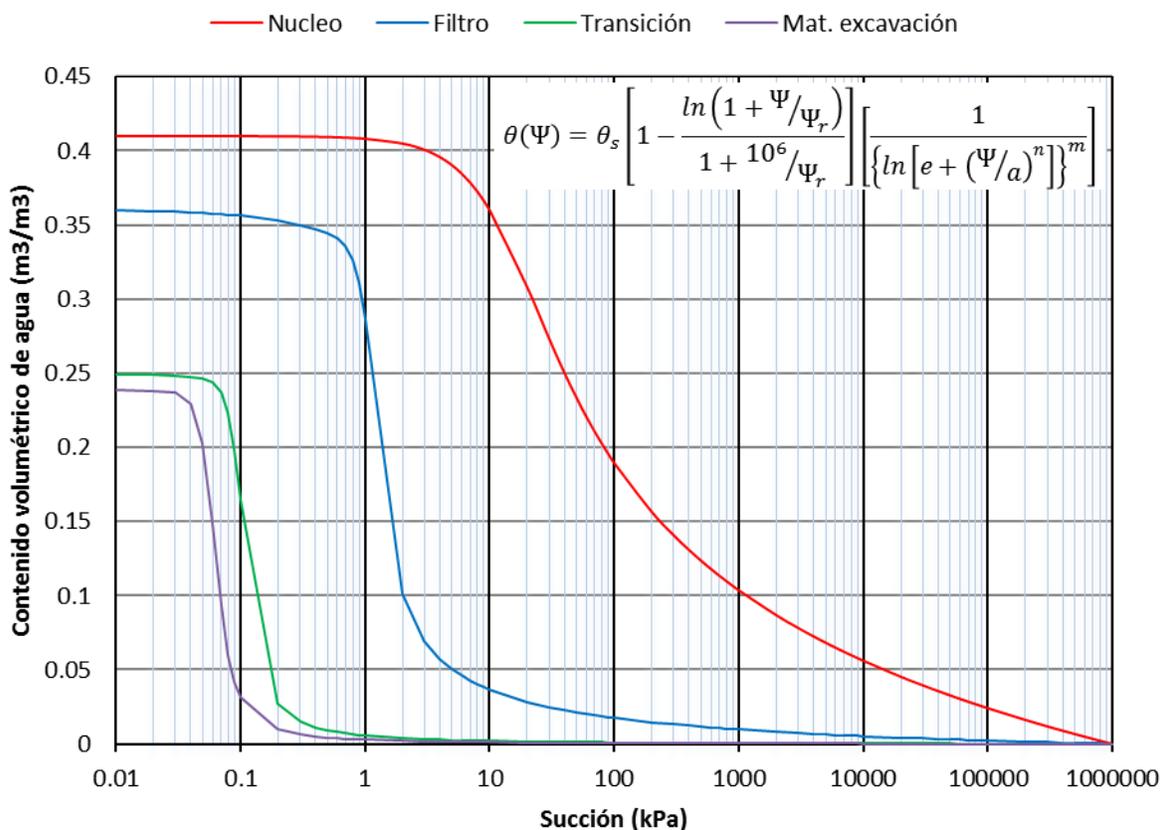


Figura 6.12 Resumen de curvas características obtenidas para el modelo de la Presa Netzahualcóyotl

6.5 MODELADO NUMÉRICO: ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA

6.5.1 Consideraciones para el modelado numérico

El modelado numérico de flujo de agua en suelos parcialmente saturado se realizó mediante el código Seep/W (2007), considerando como ejemplo: La presa Netzahualcóyotl y de acuerdo al capítulo 5, se presentaron los conceptos básicos y el procedimiento necesario para realizar el modelado numérico.

Se realizaron análisis de flujo de agua mediante dos condiciones: Flujo establecido y flujo transitorio.

- Flujo establecido: De acuerdo al tipo de presa y sus objetivos para los cuales fue construida, se realizó el análisis de flujo establecido mediante tres escenarios:
 1. Análisis de flujo establecido a la altura del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).
 2. Análisis de flujo establecido a la altura del nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO).
 3. Análisis de flujo establecido a la altura del nivel de aguas mínimas ordinarias (NAMINO).

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

- **Análisis de flujo transitorio:** Este análisis se realizó debido a las contingencias que pueden presentarse, cuando el nivel de aguas se encuentra a la altura del NAME y, por alguna razón la presa necesite ser desfogada hasta cierto nivel (NAMINO) en un tiempo relativamente corto, debido a esta acción la presa puede presentar riesgos de falla. Este fenómeno se denomina comúnmente como vaciado.

Consideraciones necesarias para el flujo de agua en condición establecida y transitoria utilizado en el código Seep/W (2007):

1. Creación de la malla de elementos finitos y una zona refinada para la convergencia en los resultados.
2. Asignación del modelo del material como suelo parcialmente saturado.
3. Asignación de los parámetros obtenidos en el modelo de Fredlund y Xing (1994).
4. Asignación de la permeabilidad y el contenido de agua volumétrico inicial.
5. Determinación de las funciones hidráulicas del suelo (curva característica y función de conductividad hidráulica) a partir de las propiedades índice y datos granulométricos de los materiales.
6. Asignación de las condiciones de frontera (para flujo establecido): Cargas hidráulicas totales y superficie potencial de flujo.
7. Asignación de las condiciones de frontera (para flujo transitorio): Carga hidráulica de la línea de corriente superior (LCS) generada cuando el flujo se encontraba en condiciones de flujo establecido a la altura del NAME, carga hidráulica a la altura del NAMINO y superficie potencial de flujo.
8. En el análisis de flujo de agua se toma en cuenta el enrocado, debido al sistema acoplado (flujo de agua-estabilidad) que se realiza en el análisis de estabilidad de taludes. Aunque a veces el enrocado puede ser omitido en el análisis de flujo de agua debido a que no contribuye con la variación de los gradientes hidráulicos, o en la presión de poro de acuerdo al Manual Seep/W (2007).

6.5.2 Creación del modelo geométrico

Considerando la geometría presentada en la Figura 6.6 y, tomando en cuenta las características y descripción de la cortina principal presentada en el capítulo 6.3.7, se obtiene el modelo geométrico de la presa y del suelo de cimentación (Figura 6.13).

Observando la Figura 6.13 se distingue una subdivisión en la zona de transición de aguas abajo. Su objetivo es reducir los problemas de convergencia debido a que en los espesores de las capas tienen una variación de permeabilidad repentina.

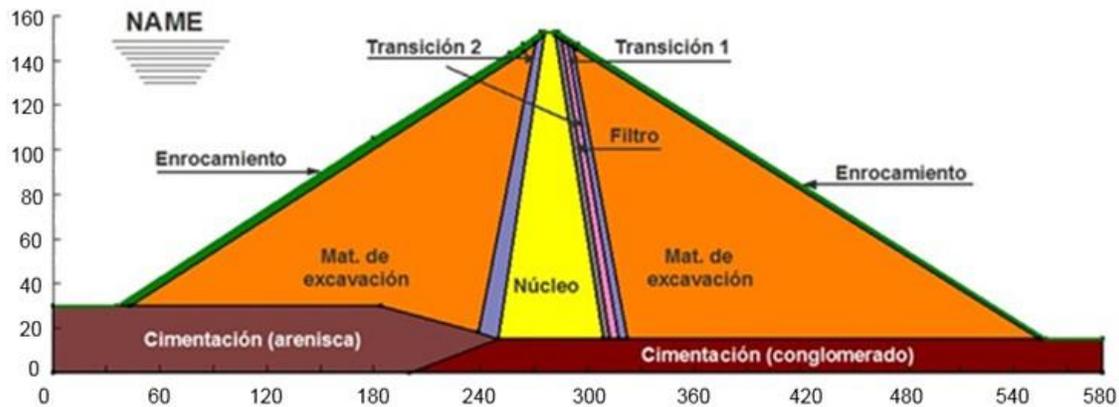


Figura 6.13 Geometría de la presa Netzahualcóyotl

6.5.3 Malla de los elementos finitos

Para obtener resultados óptimos, se realizó la discretización de las regiones mediante la malla de elementos finitos, el tipo de malla seleccionado es mixto, compuesta por triángulos y cuadrados. Para la convergencia en los resultados se realizó el siguiente procedimiento:

- El tamaño global de elementos mantienen un promedio en las zonas no refinadas de 5.00 m.
- Debido a los cambios bruscos de permeabilidad entre la zona del núcleo hasta la zona de transición (aguas arriba y aguas abajo), se realizó una zona de refinamiento tal como se observa en la Figura 6.14, provocando un análisis detallado en esta zona.

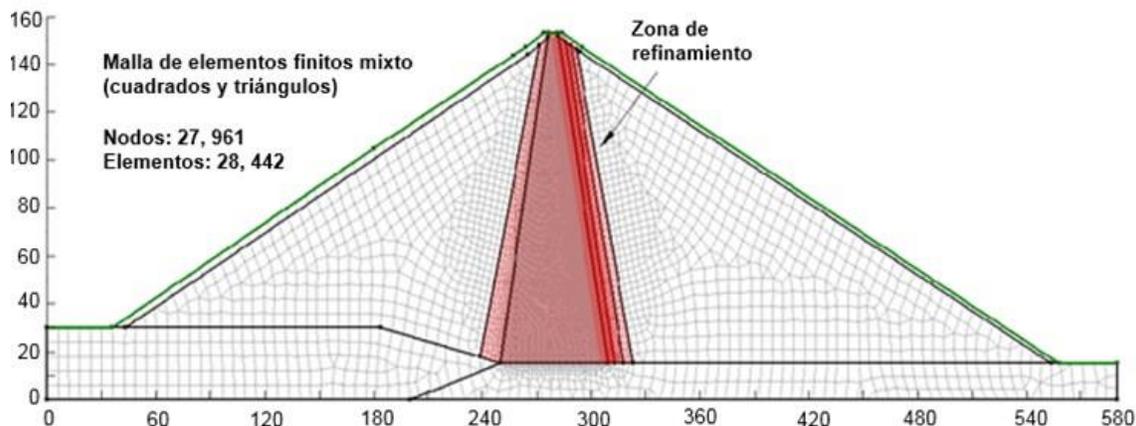


Figura 6.14 Malla de elementos finitos generada por Seep/W

6.5.4 Condiciones de frontera

De acuerdo a las condiciones de flujo establecido para la presa Netzahualcóyotl, se rigen por dos condiciones de frontera; la primera especifica la carga hidráulica total (NAME, NAMO y NAMINO) que se encuentra aguas arriba de la estructura, y en segundo lugar, la condición de frontera que define la descarga y se asigna como superficie potencial de flujo (potencial

seepage face), en este indica que se desconoce el punto de descarga de la línea de corriente superior (LCS).

En la zona de cimentación (aguas abajo), se agregó la carga hidráulica a la altura de la cimentación, para condicionar al modelado que a partir de esa altura, el flujo se encuentra establecido.

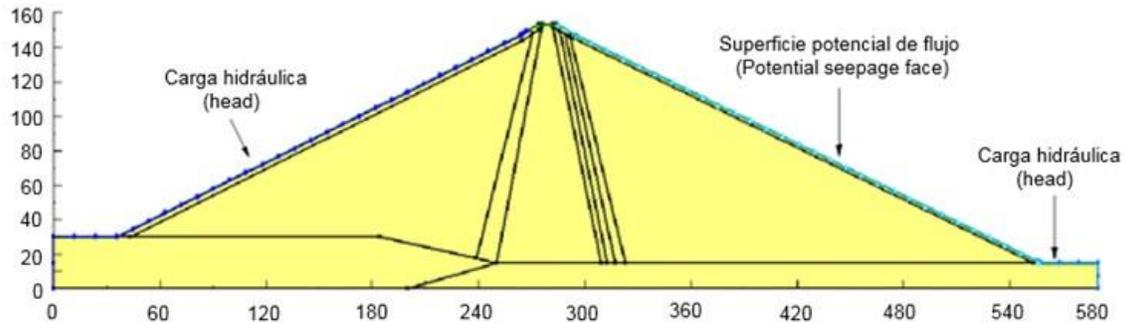


Figura 6.15 Condiciones de frontera asignadas para la presa Netzahualcóyotl

6.5.5 Función de conductividad hidráulica

La definición de las curvas características de los materiales se encuentran representadas en la Figura 6.12, mediante el modelo de Fredlund y Xing, (1994). El código Seep/W (2007), permite el cálculo de la función de conductividad hidráulica a partir de las curvas características mostrada en la Figura 6.12. El resumen de curvas de conductividad hidráulica se representa en la Figura 6.16.

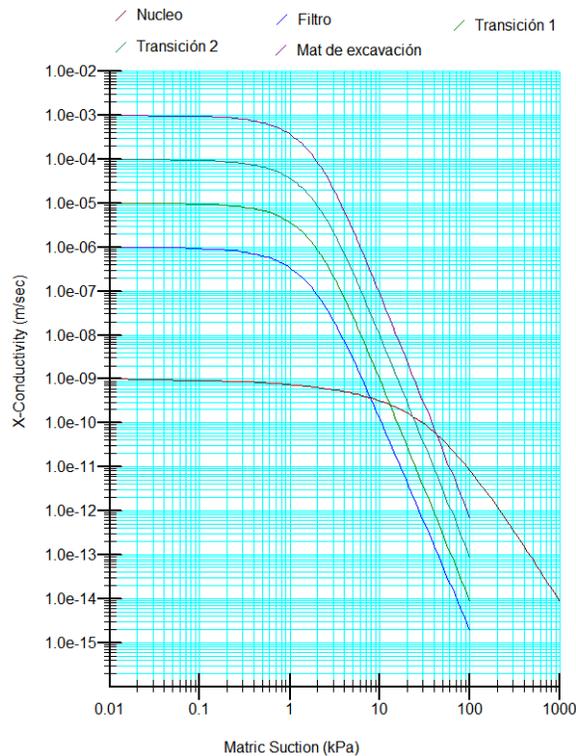


Figura 6.16 Curvas de conductividad hidráulica de los materiales constituyentes de la presa Netzahualcóyotl

6.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE FLUJO DE AGUA

6.6.1 Resultados del flujo establecido a la altura del NAME

El análisis numérico de la presa Netzahualcóyotl se realizó a la altura del NAME= 149 m.

En la Figura 6.17 se observa que la mayor disipación de la carga hidráulica se encuentra en el núcleo de la presa, provocando que la línea de corriente superior (LCS) sea abatida por el filtro de arena, hasta llegar a la superficie de la cimentación y posteriormente conducida hacia aguas abajo.

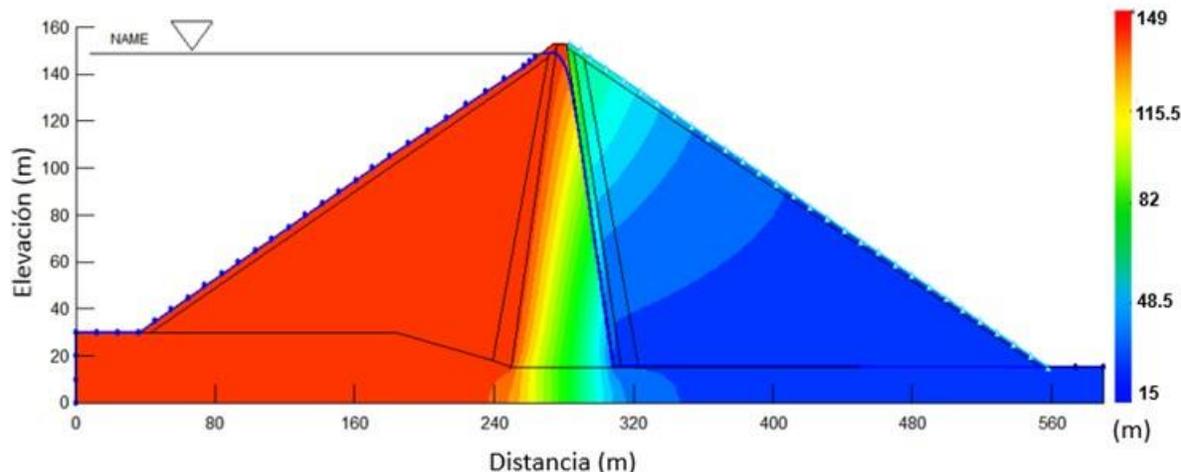


Figura 6.17 Distribución de la carga hidráulica y formación de la línea de corriente superior (a la altura del NAME)

En la Figura 6.18 se observa la distribución de la presión de poro bajo el rango de 0 kPa (a la altura de la LCS) a 1458 kPa (con dirección a la cimentación de aguas arriba). En la zona de aguas abajo, en la parte superior de la cimentación se presenta la disipación de la presión de poro negativa debido a que no existe flujo de agua.

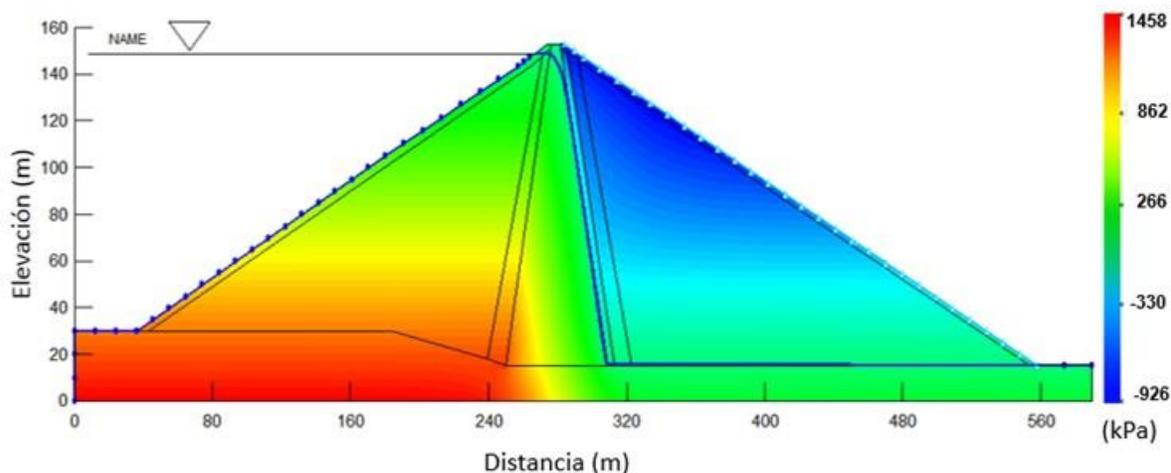


Figura 6.18 Distribución de la presión de poro en la región de flujo de la presa (a la altura del NAME)

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

De acuerdo a la Figura 6.19, se observan las fuerzas de filtración a través de la cortina de la presa Netzahualcóyotl, la mayor cantidad de vectores de flujo se disipan a lo largo de la línea de corriente superior (LCS), en menor cantidad de vectores de flujo se disipan en la zona de transición (aguas arriba), esto es debido a que la permeabilidad en esta zona es mayor comparada con la permeabilidad del núcleo.

El gasto máximo que pasa a través de la presa es de $0.0000528 \text{ m}^3/\text{s}$; es decir, 0.0528 lt/s .

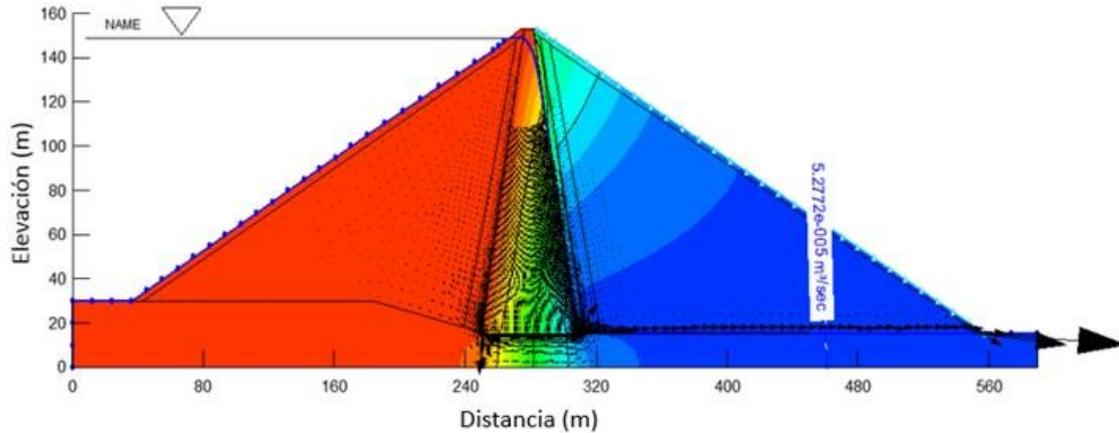


Figura 6.19 Distribución de las fuerzas de filtración en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAME)

Los valores de gradientes hidráulicos más altos obtenidos en el modelo numérico se ubicaron en la zona de intersección entre el filtro y la cimentación (roca conglomerada), tal como se observa en la Figura 6.20.

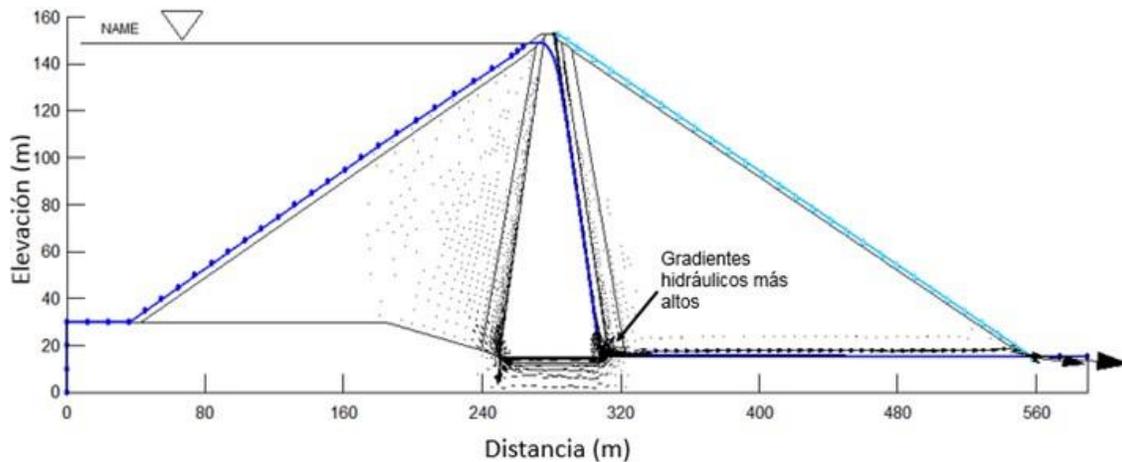
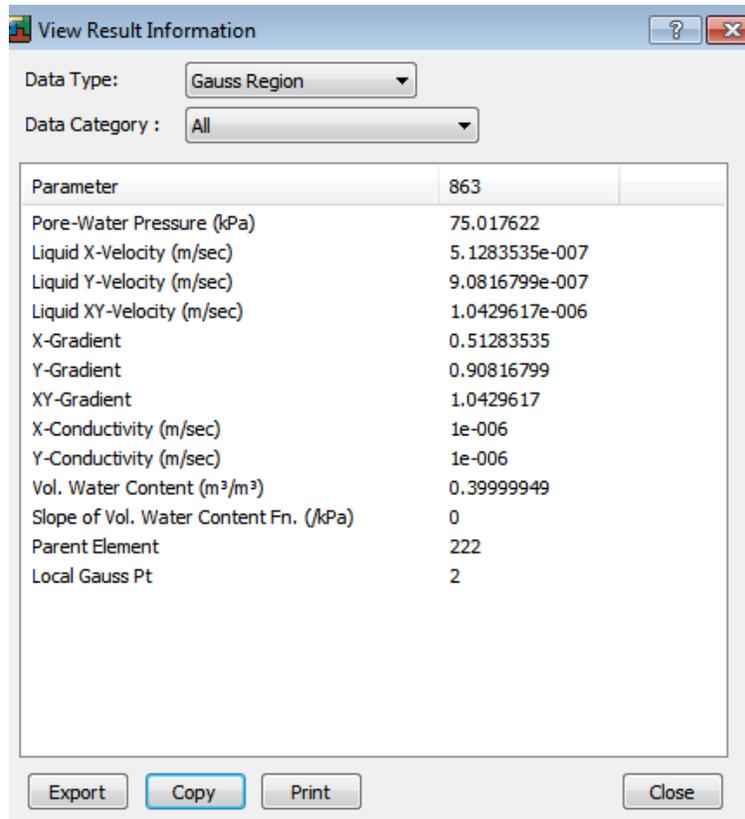


Figura 6.20 Distribución de gradiente hidráulico en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAME)

En la Figura 6.21 se presenta el resumen de resultados de los valores críticos de gradientes hidráulicos, estos valores se tomaron del análisis numérico de la zona de mayor concentración de vectores de flujo.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración



Parameter	863
Pore-Water Pressure (kPa)	75.017622
Liquid X-Velocity (m/sec)	5.1283535e-007
Liquid Y-Velocity (m/sec)	9.0816799e-007
Liquid XY-Velocity (m/sec)	1.0429617e-006
X-Gradient	0.51283535
Y-Gradient	0.90816799
XY-Gradient	1.0429617
X-Conductivity (m/sec)	1e-006
Y-Conductivity (m/sec)	1e-006
Vol. Water Content (m^3/m^3)	0.39999949
Slope of Vol. Water Content Fn. (kPa)	0
Parent Element	222
Local Gauss Pt	2

Figura 6.21 Resumen de resultados (a la altura del NAME)

El contenido de agua volumétrico varía de acuerdo al tipo de material constituido en la presa. En la Figura 6.22 se observa que en el núcleo de la presa mantiene el mayor contenido volumétrico de agua por su tipo de suelo.

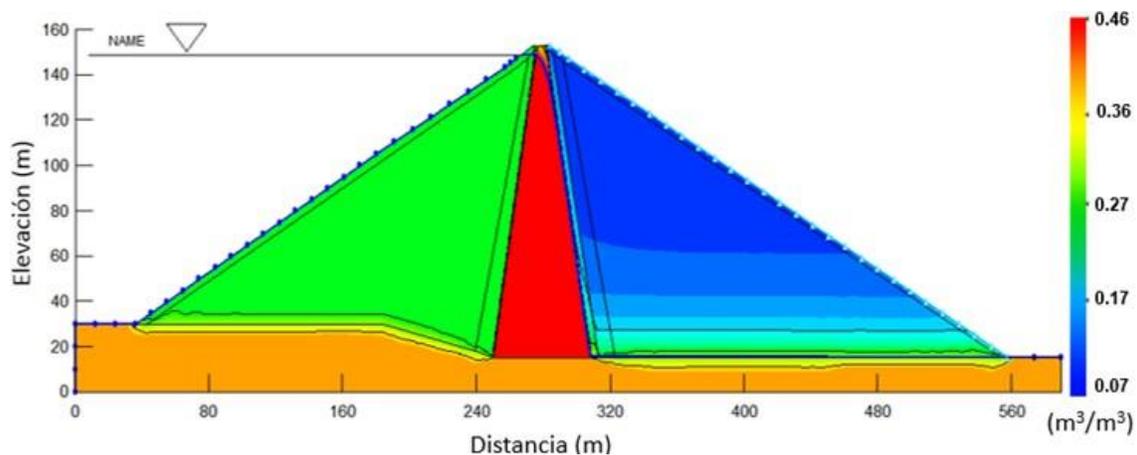


Figura 6.22 Contenido de agua volumétrico presente en los materiales de la cortina de la presa (a la altura del NAME)

6.6.2 Resultados del flujo establecido a la altura del NAMO

Se presentan los resultados en la condición de flujo establecido a la altura del NAMO =143.5 m de elevación (Figura 6.23).

En la Figura 6.23 se observa las fuerzas de filtración a través de la masa de suelo, la dirección de los vectores de flujo se encuentran tal como se configura la LCS, y tiene una dirección similar con la condición de flujo establecido a la altura del NAME (Figura 6.19).

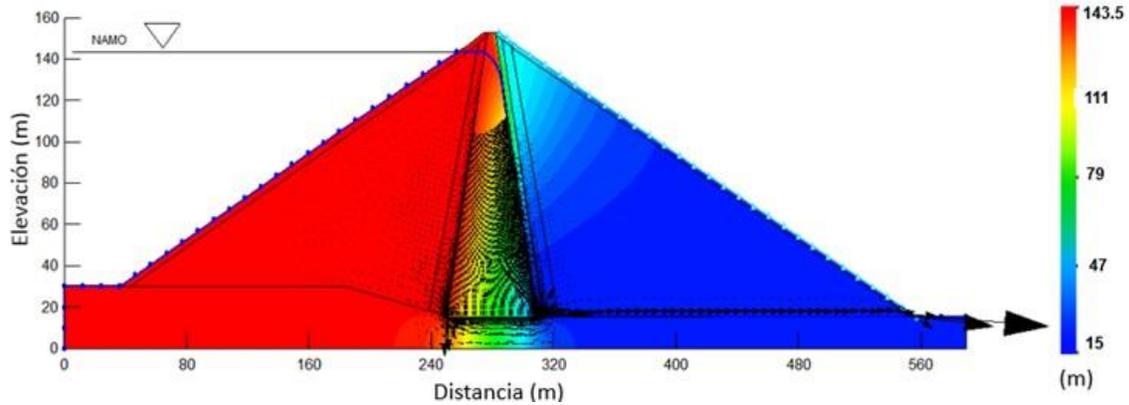


Figura 6.23 Distribución de las fuerzas de filtración en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAMO)

Los gradientes hidráulicos críticos se presentaron en la zona de intersección entre el filtro de arena y la cimentación aguas abajo (Figura 6.24), la dirección del gradiente hidráulico máximo registrado es en la dirección y , con una magnitud de $I_{y_{max}}=0.87$. El caudal máximo que pasa a través de la presa es de $Q=0.000048\text{ m}^3/\text{s}$.

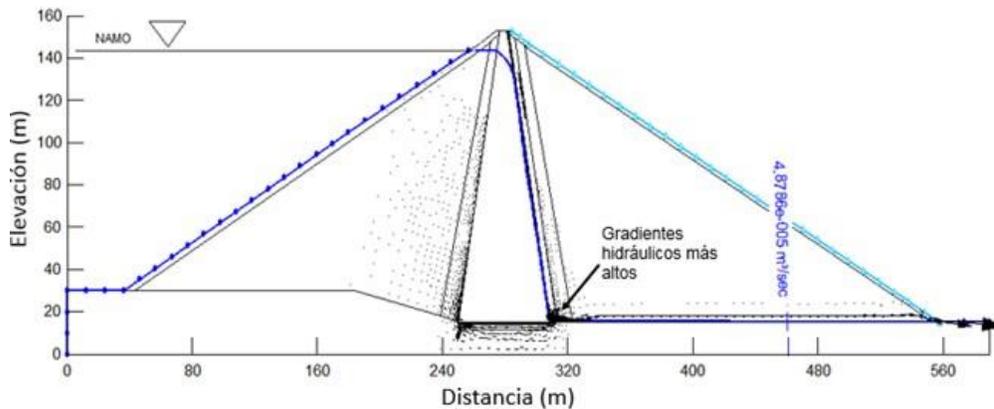
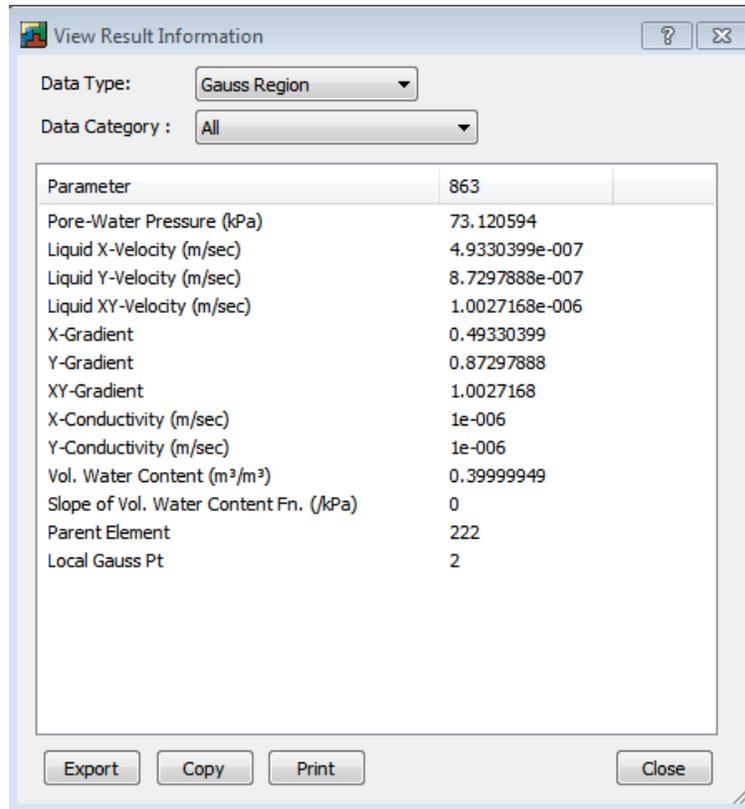


Figura 6.24 Distribución de gradiente hidráulico en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAMO)

En la Figura 6.25 se encuentra el resumen de resultados más importantes para el análisis de flujo de agua en condición establecido a la altura del NAMO.



The screenshot shows a software window titled "View Result Information". It contains two dropdown menus: "Data Type" set to "Gauss Region" and "Data Category" set to "All". Below these is a table with two columns: "Parameter" and "Value". The table lists various hydrological and flow parameters. At the bottom of the window are buttons for "Export", "Copy", "Print", and "Close".

Parameter	Value
	863
Pore-Water Pressure (kPa)	73.120594
Liquid X-Velocity (m/sec)	4.9330399e-007
Liquid Y-Velocity (m/sec)	8.7297888e-007
Liquid XY-Velocity (m/sec)	1.0027168e-006
X-Gradient	0.49330399
Y-Gradient	0.87297888
XY-Gradient	1.0027168
X-Conductivity (m/sec)	1e-006
Y-Conductivity (m/sec)	1e-006
Vol. Water Content (m ³ /m ³)	0.39999949
Slope of Vol. Water Content Fn. (kPa)	0
Parent Element	222
Local Gauss Pt	2

Figura 6.25 Resumen de resultados (a la altura del NAMO)

6.6.3 Resultados del flujo establecido a la altura del NAMINO

Se presenta el resultado del análisis de flujo establecido a la altura del NAMINO= 105 m (Figura 6.26).

Los resultados más importantes observados de acuerdo la Figura 6.26:

- La carga hidráulica se disipa a través del núcleo, provocando el abatimiento de la línea de corriente superior (LCS) a lo largo de la zona del filtro.
- La distribución de la presión de poro se presenta de manera similar a la Figura 6.18 (condición del NAME), para este análisis el valor de la presión de poro se encuentra bajo el rango de 0 kPa (a la altura de LCS) a 1000 kPa hacia la zona de cimentación (aguas arriba).
- Las fuerzas de filtración representadas por los vectores de flujo, se mantienen del mismo orden y dirección con respecto a los resultados anteriores.
- El caudal máximo que pasa a través de la presa es de $Q= 0.000028 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El gasto para esta condición ha disminuido en comparación con los análisis en condiciones del NAME Y NAMO.

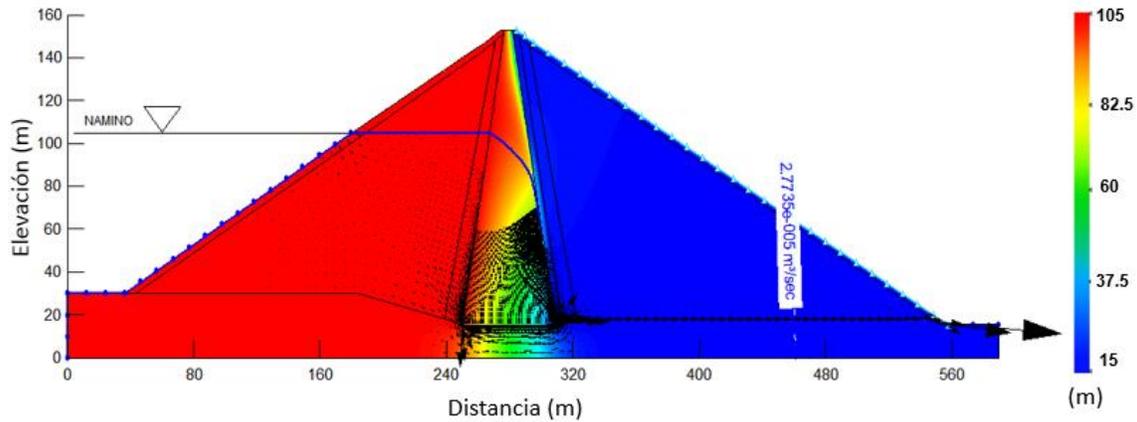


Figura 6.26 Distribución de las fuerzas de filtración en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAMINO)

De acuerdo a la Figura 6.27, la distribución de gradientes hidráulicos más altos se generaron en ambas direcciones (x, y), la magnitud del gradiente hidráulico en la dirección x es $i_{x\max} = 0.69$ y la magnitud en la dirección y es $i_{y\max} = 0.68$, por tanto, estos valores obtenidos son menores a los admisibles.

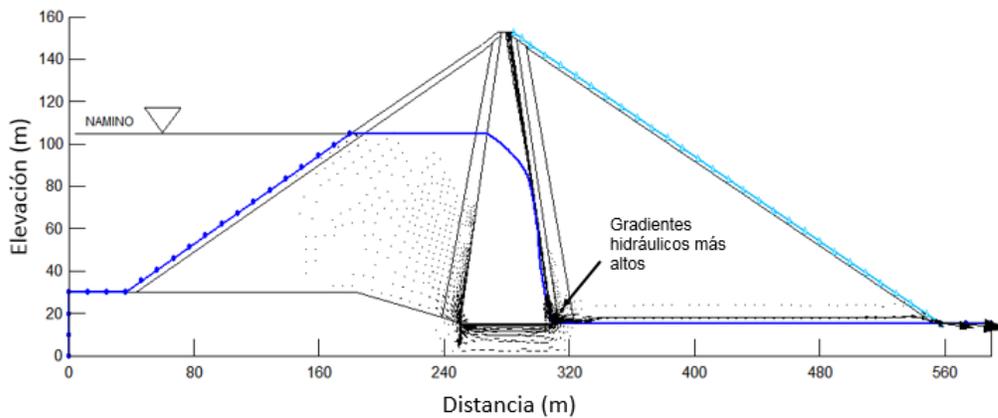
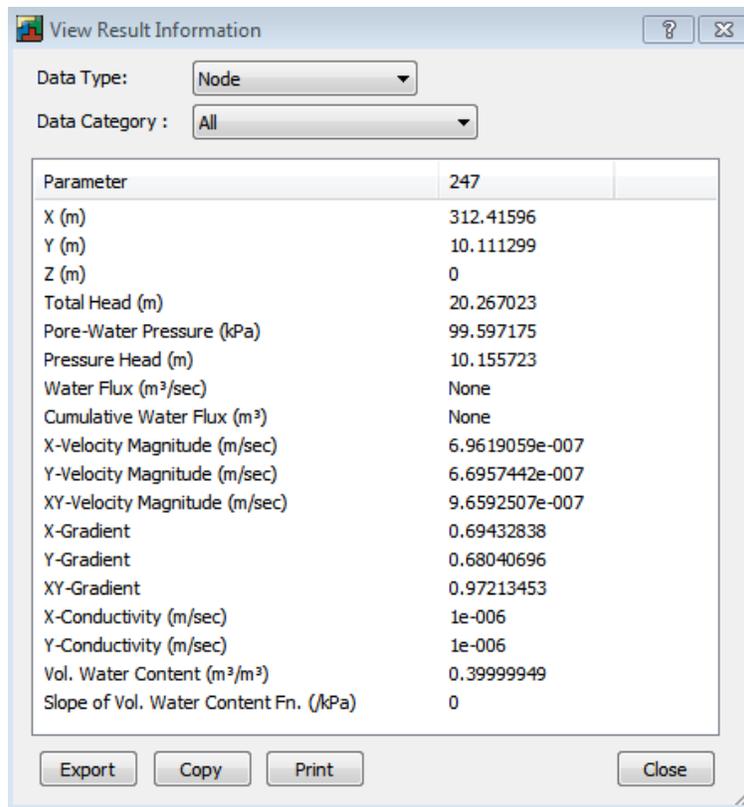


Figura 6.27 Distribución de gradiente hidráulico en el cuerpo de la cortina de la presa (a la altura del NAMINO)

En la Figura 6.28 se presenta el resumen de resultados a la altura del NAMINO.



The screenshot shows a 'View Result Information' dialog box with a table of parameters for node 247. The table has two columns: 'Parameter' and 'Value'. The parameters include coordinates (X, Y, Z), head values (Total, Pore-Water, Pressure), fluxes, velocities, gradients, and conductivities. The values are as follows:

Parameter	Value
247	
X (m)	312.41596
Y (m)	10.111299
Z (m)	0
Total Head (m)	20.267023
Pore-Water Pressure (kPa)	99.597175
Pressure Head (m)	10.155723
Water Flux (m ³ /sec)	None
Cumulative Water Flux (m ³)	None
X-Velocity Magnitude (m/sec)	6.9619059e-007
Y-Velocity Magnitude (m/sec)	6.6957442e-007
XY-Velocity Magnitude (m/sec)	9.6592507e-007
X-Gradient	0.69432838
Y-Gradient	0.68040696
XY-Gradient	0.97213453
X-Conductivity (m/sec)	1e-006
Y-Conductivity (m/sec)	1e-006
Vol. Water Content (m ³ /m ³)	0.39999949
Slope of Vol. Water Content Fn. (kPa)	0

Figura 6.28 Resumen de resultados (a la altura del NAMINO)

6.6.4 Resultados del flujo transitorio

El análisis de flujo transitorio de la presa Netzahualcóyotl se mantiene bajo la hipótesis de: En un tiempo a largo plazo el flujo se encontraba establecido a la altura del NAME, a consecuencia de esto se formó la LCS (Figura 6.17), posteriormente se realizó el descenso de agua hasta la altura del NAMINO (en un tiempo no establecido), tal como se observa en la Figura 6.29, la carga hidráulica aguas arriba es igual a 105 m y aguas abajo igual a 15 m. Este ejemplo, es con el objetivo de analizar el comportamiento de la estabilidad del talud y el flujo de agua que pasa a través de la presa en condición de flujo transitorio.

El análisis de flujo transitorio para este ejemplo se realizó bajo las siguientes condiciones:

- Los análisis de flujo transitorio se realizaron de manera simplificada suponiendo condiciones de flujo establecido pasando del nivel del NAME al NAMINO en un intervalo de tiempo muy corto de tal forma que se simule una condición crítica de vaciado rápido.
- Las condiciones de frontera para el escenario de flujo transitorio se muestran en la Figura 6.29.
- Cuando el flujo se encuentra establecido (NAME), existe una línea de corriente superior 1 al que llamaremos LCS₁.
- Cuando se presenta el flujo transitorio, de la misma manera se forma la línea de corriente superior, al que llamaremos línea de corriente superior 2 (LCS₂).

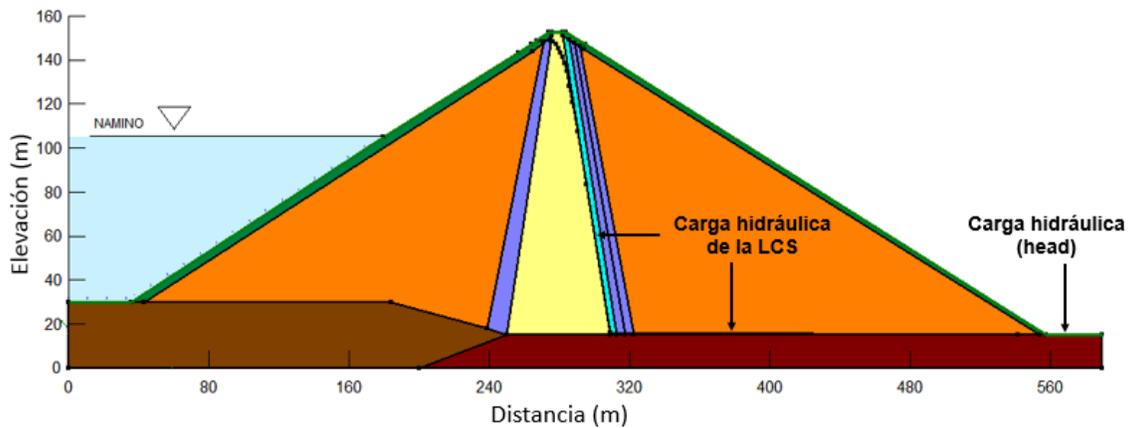


Figura 6.29 Condiciones de frontera asignadas para la condición de flujo transitorio

Los resultados del análisis de vaciado se presentan en la Figura 6.30. En ella se observa lo siguiente:

- Se observa la disipación de la carga hidráulica a través del núcleo
- La LCS₂ se observa de manera irregular, esto es debido a la carga hidráulica de la LCS₁ (presentada en flujo establecido a la altura del NAME) no mantiene una carga hidráulica constante.

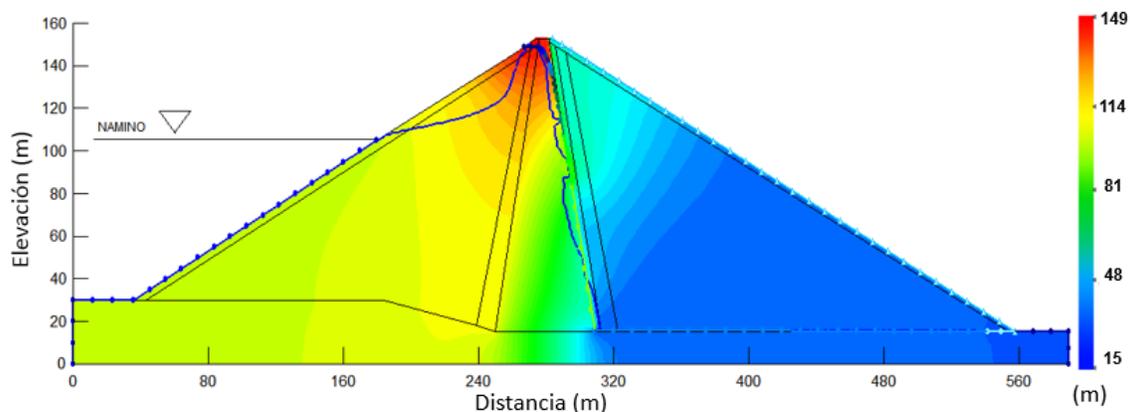


Figura 6.30 Distribución de la carga hidráulica (flujo transitorio)

En la Figura 6.31 se observa la disipación de la presión de poro iniciando desde la LCS₂ con un valor de 0 kPa, hasta llegar a la zona de cimentación aguas arriba con un valor de 1078 kPa.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

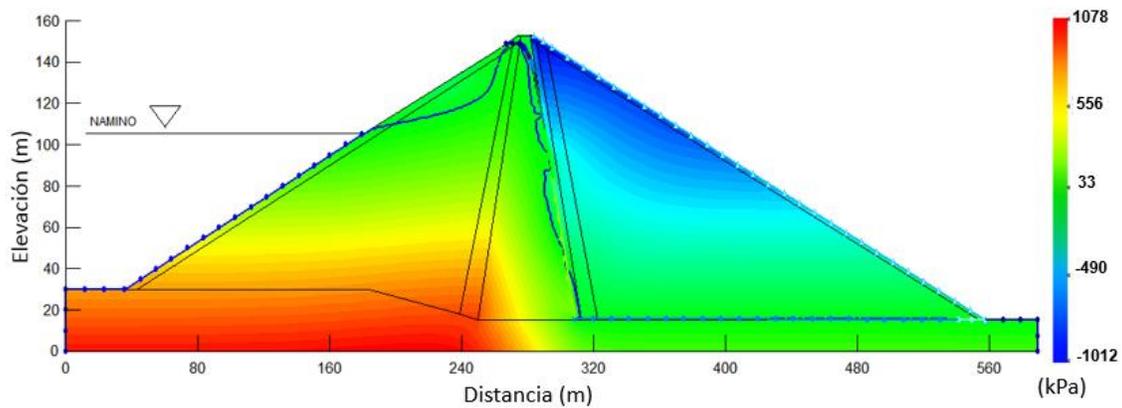


Figura 6.31 Distribución de la presión de poro en la región de flujo de la presa (flujo transitorio)

En la Figura 6.32 se observa la distribución de las fuerzas de filtración a través del filtro y en la zona del material de excavación de aguas arriba. El caudal máximo que pasa a través de la presa es de $Q=3.06 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q= 0.0000306 \text{ lt/s}$).

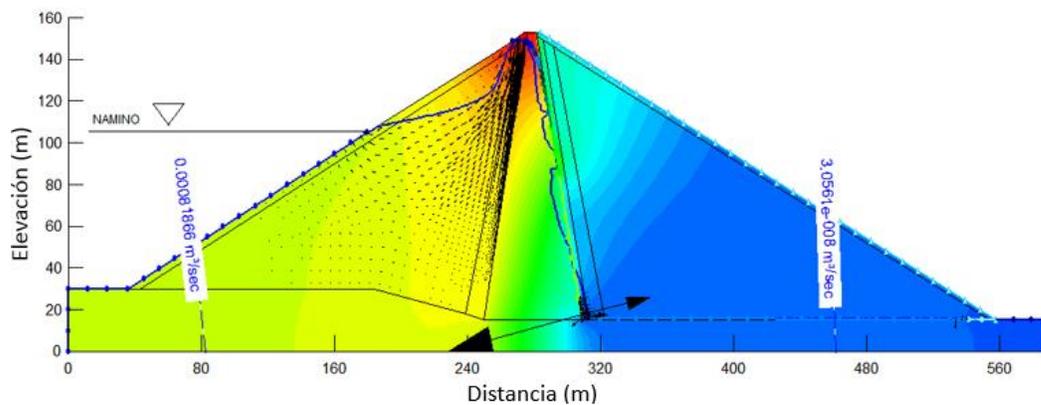


Figura 6.32 Distribución de las fuerzas de filtración en el cuerpo de la cortina de la presa (transitorio)

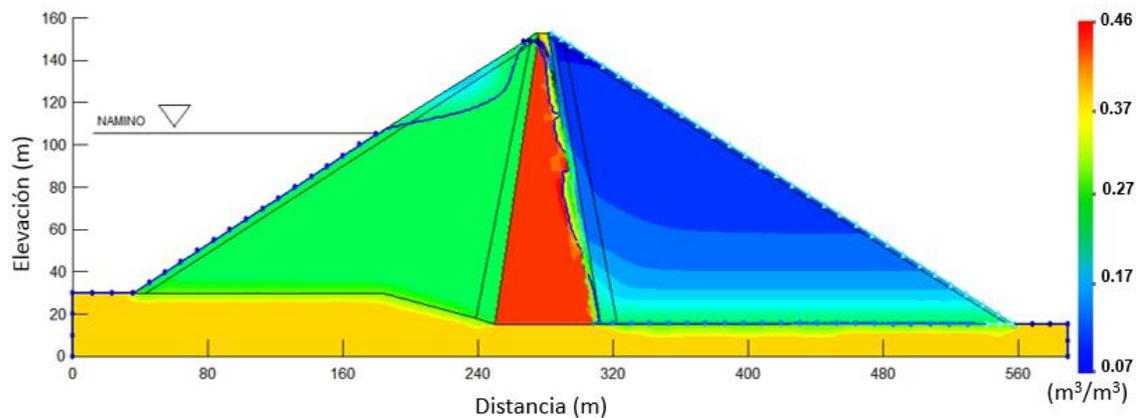


Figura 6.33 Contenido volumétrico de agua presente en los materiales de la cortina de la presa (para flujo transitorio)

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

Para este análisis los gradientes hidráulicos críticos se ubicaron en la zona de intersección entre el material filtro y la cimentación (roca conglomerada), tal como se observa en la Figura 6.34.

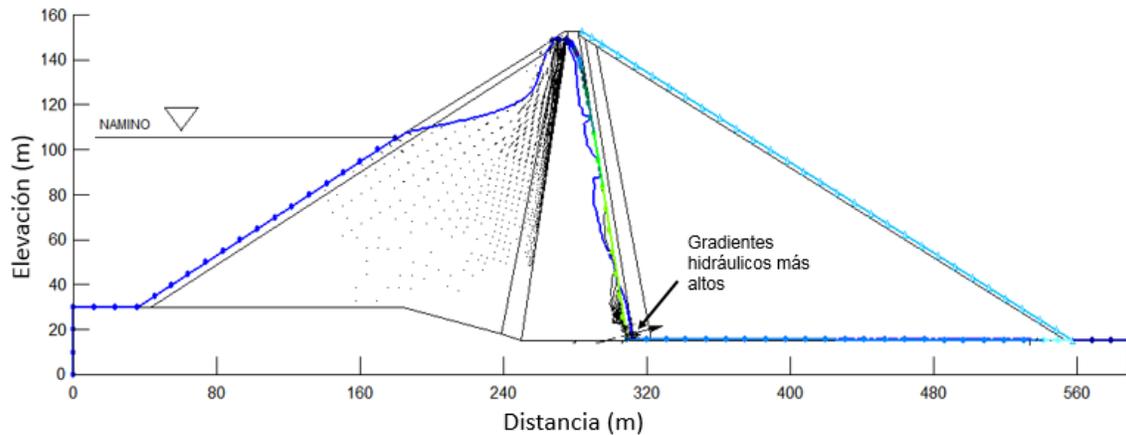


Figura 6.34 Distribución de gradiente hidráulico en el cuerpo de la cortina de la presa (para flujo transitorio)

La dirección del gradiente hidráulico crítico se registró en la dirección y, con un valor de magnitud de $i_{y\max} = 0.87$ (Figura 6.35), por tanto; con este resultado no se tiene problemas contra tubificación.

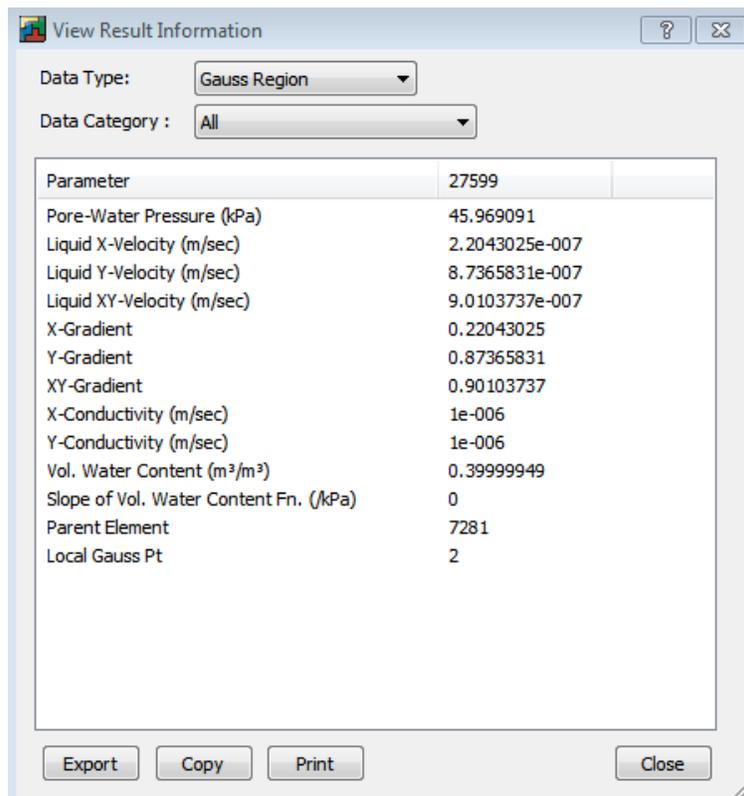


Figura 6.35 Resumen de resultados (para el flujo transitorio)

6.7 MODELADO NUMÉRICO: ANÁLISIS ACOPLADO DE FLUJO DE AGUA – ESTABILIDAD DE TALUDES

6.7.1 Consideraciones para el modelado numérico

El análisis de estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl, se realizó mediante el código Slope/W (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004). En el capítulo 5.3 se describen los conceptos básicos y el procedimiento para realizar el modelado numérico con ayuda del código Slope/W. Para obtener los factores de seguridad críticos, se realizaron dos tipos de análisis: a) análisis de estabilidad estática de taludes aplicando el método de equilibrio límite y b) el análisis pseudo-estático. Para la evaluación del flujo de agua, se determina mediante el método de los elementos finitos, haciendo uso del código Seep/W (2007).

El código Slope/W realiza los análisis numéricos a través de una serie de iteraciones utilizando el método de equilibrio límite, para esta tesis se presentan los análisis numéricos y resultados con las ecuaciones propuestas por los métodos de Morgenstern-Price (1965) y el simplificado de Bishop (1950).

Para el modelado de la presa Netzahualcóyotl se consideró la geometría tal como se observa en la Figura 6.13 y los valores de las propiedades mecánicas de los materiales presentadas en las Tablas 6.6 y 6.7, y considerando la Tabla 6.4 para obtener el valor del peso específico unitario del material.

En el análisis numérico se consideró tres distintas condiciones para observar el comportamiento de los taludes aguas arriba y aguas abajo de la presa de acuerdo con el *Modificado de la Norma EM 1110-2-1913, (USACE 2000)*:

- a) Análisis de taludes después de la construcción de la presa: Este análisis se realizó con esfuerzos totales sin considerar un análisis de flujo de agua en la presa. Se consideran los cálculos con los esfuerzos totales de los materiales.
- b) Análisis de taludes con flujo establecido a largo plazo. Para este análisis se realizó un sistema acoplado entre los códigos Seep/W (2007) y Slope/W (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004). Los resultados de los análisis son calculados con los esfuerzos efectivos de los materiales.
- c) Análisis de taludes con flujo transitorio. Para este análisis se consideró un escenario de vaciado rápido, mediante un sistema acoplado entre los códigos Seep/W (2007) y Slope/W (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004). El análisis considera el descenso del nivel de agua pasando del nivel del NAME al NAMINO y se consideran los cálculos con los esfuerzos efectivos de los materiales.

Consideraciones necesarias para el análisis acoplado de flujo de agua - estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl utilizado en el código Slope/W:

1. Debido al sistema acoplado con los códigos Seep/W (2007) y Slope/W (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004), se consideró el modelo geométrico que se utilizó en el análisis de flujo establecido.
2. Asignación del modelo del material (Mohr-Coulomb) para cada región de suelo.

3. Asignación de las propiedades mecánicas del suelo (peso volumétrico unitario, cohesión y ángulo de fricción).
4. Las condiciones de frontera se toman del resultado del modelo numérico Seep/W (2007).
5. Se utilizó el método de la “superficie de falla de deslizamiento del bloque específico” para obtener la envolvente de falla crítica. Su procedimiento presentado en el capítulo 5.3.5 (formas de la superficie de falla).
6. Los resultados finales obtenidos por el método de la “superficie de falla de deslizamiento del bloque específico” son optimizados.
7. Para el análisis seudo-estático se tiene: La presa Netzahualcóyotl se ubica en la zona B, en la zonificación sísmica del territorio mexicano y el terreno de ubicación es del tipo I por ser roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. El coeficiente horizontal sísmico que se utilizó para este análisis es $k_h = 0.15$ (Presas de México volumen II, 1982 – 1994).
8. Se realizó la evaluación de los espectros de diseño para un estado límite de servicio de la presa Netzahualcóyotl mediante el uso del código PRODISIS 2.0, tomando en cuenta las densidades de la cimentación presentadas en la Tabla 6.7 y proponiendo la velocidad de propagación del suelo de cimentación (arenisca) igual a $V_s = 600$ m/s, y la roca basal de $V_s = 860$ m/s (Manual PRODISIS 2.0), y se obtuvo un coeficiente sísmico de $K_h = 0.157$.
9. Evaluación de los resultados obtenidos de los factores de seguridad mínimos, si son o no aceptables de acuerdo con el *Modificado de la Norma EM 1110-2-1913, (USACE 2000)* (Tabla 4.1).
10. Para un análisis seudo-estático se acepta el factor de seguridad mínimo igual a uno de acuerdo a Marsal y Reséndiz, (1975).

6.7.2 Creación de la superficie de falla por el método del bloque específico

Para la solución óptima de cada análisis, se realizó el procedimiento descrito en el capítulo 5.3.4 (formas de la superficie de falla) en la sección del “método del bloque específico” de esta tesis.

Las ventajas de este método son:

- Se puede presentar una falla total o local debido a las múltiples secciones o regiones de suelo que conforman la presa Netzahualcóyotl.
- En las zonas de transición se puede iniciar una falla debido a los traslapes entre el material fino - filtro o filtro - transición.
- La presa Netzahualcóyotl está cimentada sobre capas gruesas de roca.

Para obtener los factores de seguridad mínimos en taludes aguas abajo y aguas arriba, se realizó el siguiente procedimiento:

1. Creación del bloque específico aguas abajo

El procedimiento para determinar el factor de seguridad mínimo del talud aguas abajo de la presa Netzahualcóyotl (Figura 6.36), se indica a continuación:

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

- Se utilizó dos rejillas (bloque de la derecha y bloque de la izquierda) para cada sección de la presa (sección aguas abajo y sección aguas arriba).
- Las coordenadas (x, y) para cada rejilla se observa tal como se indica en la Figura 6.36 en el apartado de “coordenada de puntos” (Corner Points) ubicado en el cuadro especificado como “superficie de deslizamiento lado izquierdo” (Slip Surface Left Block) o “superficie de deslizamiento lado derecho” (Slip Surface Right Block).
- Las rejillas son de 7 x 7 puntos, aunque para algunos casos puede ser de 10 x 10 lo que implica mayor tiempo en los cálculos en la determinación de los resultados.
- El rango de ángulos especificados para la rejilla del bloque de la derecha es de 0° a 45° .
- El rango de ángulos especificados para la rejilla del bloque de la izquierda es de 115° a 135° .

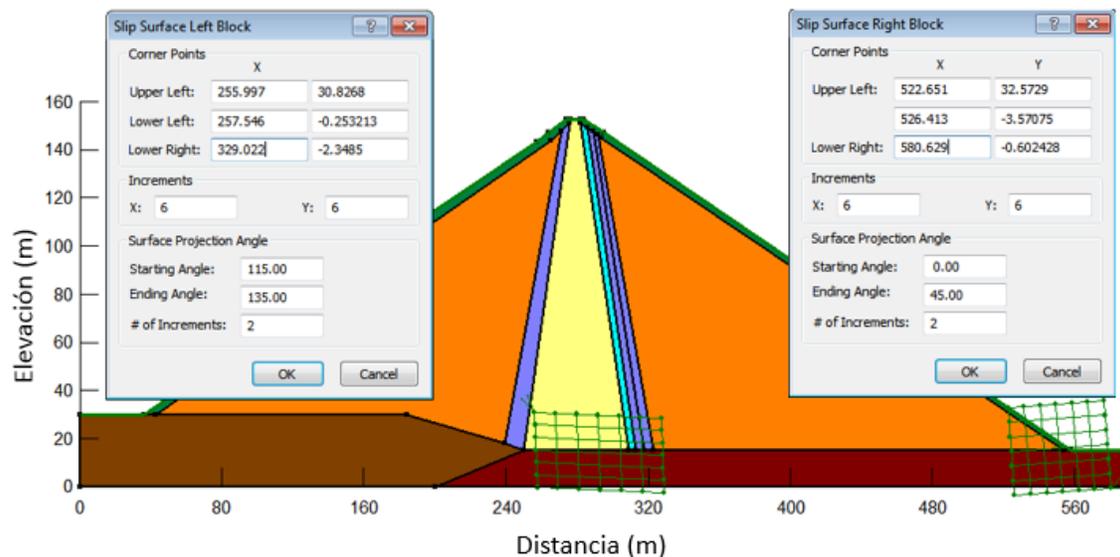


Figura 6.36 Rejillas del método del bloque específico (aguas abajo)

2. Creación del bloque específico aguas arriba

El procedimiento para determinar el factor de seguridad mínimo del talud aguas arriba de la presa Netzahualcóyotl (Figura 6.37), se indica a continuación:

- Seguir los procedimientos a), b) y c), comentado en la sección de “creación del bloque específico aguas abajo”.
- El rango de ángulos especificados para la rejilla del bloque de la derecha es de 45° a 65° .
- El rango de ángulos especificados para la rejilla del bloque de la izquierda es de 135° a 180° .

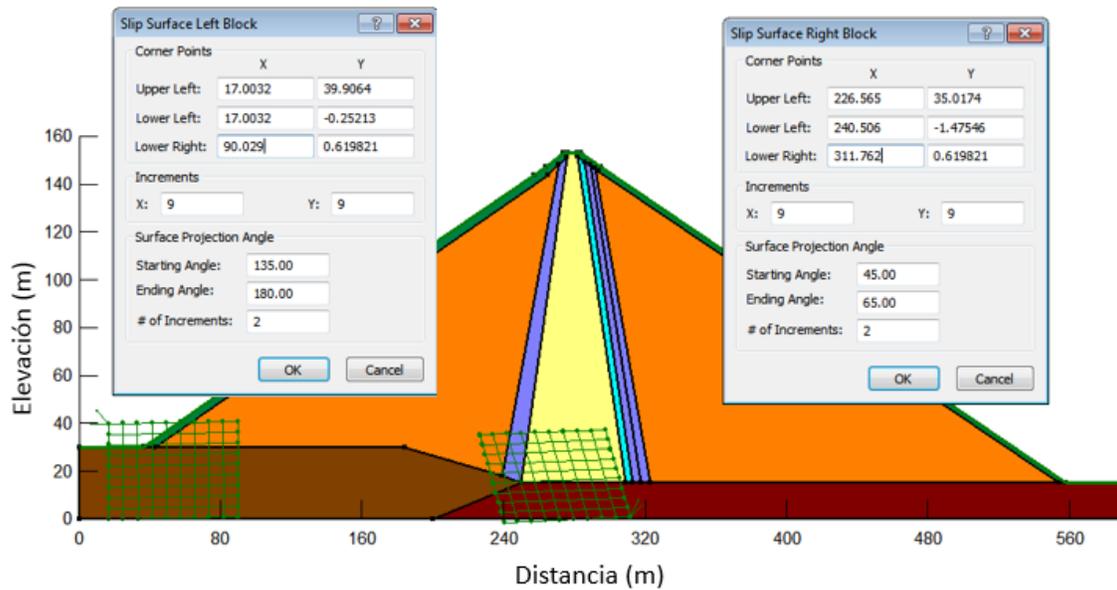


Figura 6.37 Rejillas del método del bloque específico (aguas arriba)

6.7.3 Resultado del método del bloque específico sin optimizar

En la Figura 6.38 se observa el resultado del método del bloque específico sin optimizar, de acuerdo a lo descrito en el capítulo 5.3.4, el segmento medio va desde cada punto de la cuadrícula de la izquierda a cada punto de la cuadrícula derecha, por tanto esto implica que la masa deslizante sea demasiada voluminosa y no es probable que exista algún tipo de falla con ángulos específicos formados por las rejillas.

Los resultados de los análisis de estabilidad para los tres escenarios comentados anteriormente se presentan optimizados, con el objeto de observar la masa de falla hipotética esperada.

El resultado del factor de seguridad presentado en la Figura 6.38, es mediante el método de Morgenstern-Price con un $FS=2.346$ y por el método de Bishop con un $FS= 2.523$.

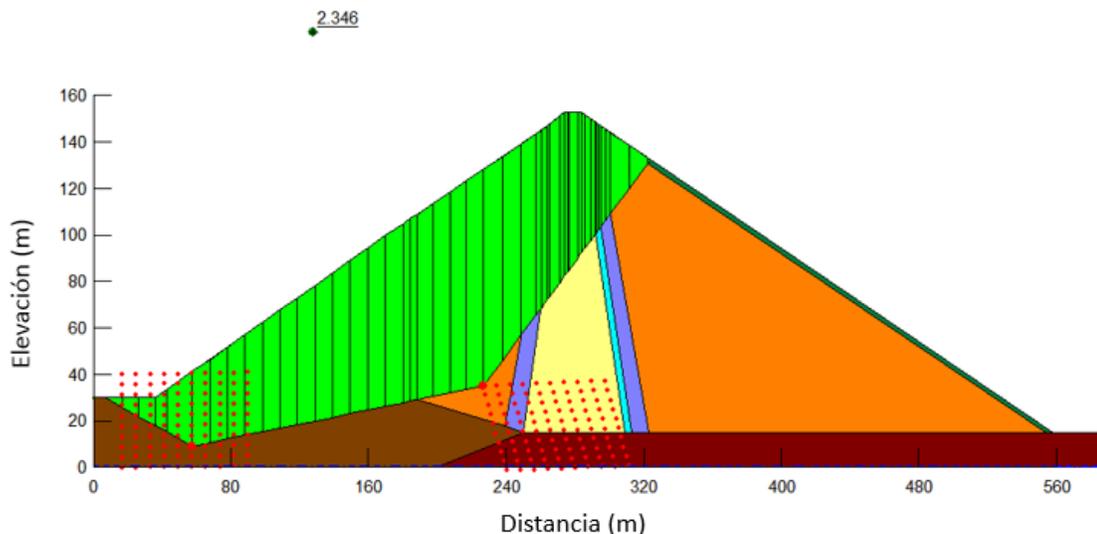


Figura 6.38 Resultado del método del bloque específico sin optimizar

6.8 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ACOPLADO

6.8.1 Análisis de estabilidad al final de la construcción (a corto plazo)

Antes de iniciar el modelado de la presa Netzahualcóyotl es necesario hacer una evaluación del factor de seguridad de la presa con los ángulos que forman los taludes respecto a una cimentación horizontal (θ) y el ángulo de fricción interno que tienen los materiales de la presa (ϕ). La ecuación que se utiliza para determinar el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\theta)} \quad (6.1)$$

La ecuación 6.1 se utiliza en los materiales de enrocamiento y en el material producto de excavación (conglomerado), debido a que estos son los materiales más cercanos al exterior de la presa. Utilizando la ecuación de factor de seguridad en el material de enrocamiento y el material producto de excavación (roca conglomerada) se obtienen los siguientes resultados:

$$F.S._{Enrocamiento} = \frac{\tan(45^\circ)}{\tan(27^\circ)} = 1.963$$

$$F.S._{Conglomerado} = \frac{\tan(36^\circ)}{\tan(27^\circ)} = 1.426$$

Cuando un FS es igual a 1, el talud está en un estado de falla incipiente. Generalmente, un valor de 1.5 para el factor de seguridad en materiales friccionantes con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable (Das, 2001). Dicho esto, el factor de seguridad que presenta el material de enrocamiento y el material producto de excavación es satisfactorio como un análisis preliminar de la estabilidad de los taludes aguas arriba y aguas abajo de la presa.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

A continuación se presentan los resultados de los análisis numéricos mediante el código Slope/W (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004), en condiciones estáticas y pseudo-estáticas.

En las Figuras 6.39 y 6.40, se observan las masas de fallas deslizantes que cortan a la presa, a partir de la cimentación aguas abajo hasta llegar al enrocado aguas arriba. La hipótesis que se toma para este modelo numérico es, en caso de presentarse esta masa de falla crítica observada, la presa tendría un colapso o falla inminente sin posibilidad de restauración.

Para el caso de un análisis estático se tiene un factor de seguridad crítico de $FS= 1.809$, el cual es aceptable para la condición a corto plazo, de acuerdo con la norma *EM 1110-2-1913 (USACE, 2000)*, y para el análisis pseudo-estático se tiene un factor de seguridad crítico de $FS= 1.308$, el cual también es aceptable para la condición a corto plazo de acuerdo al factor mínimo admisible igual a uno (Marsal y Reséndiz, 1975).

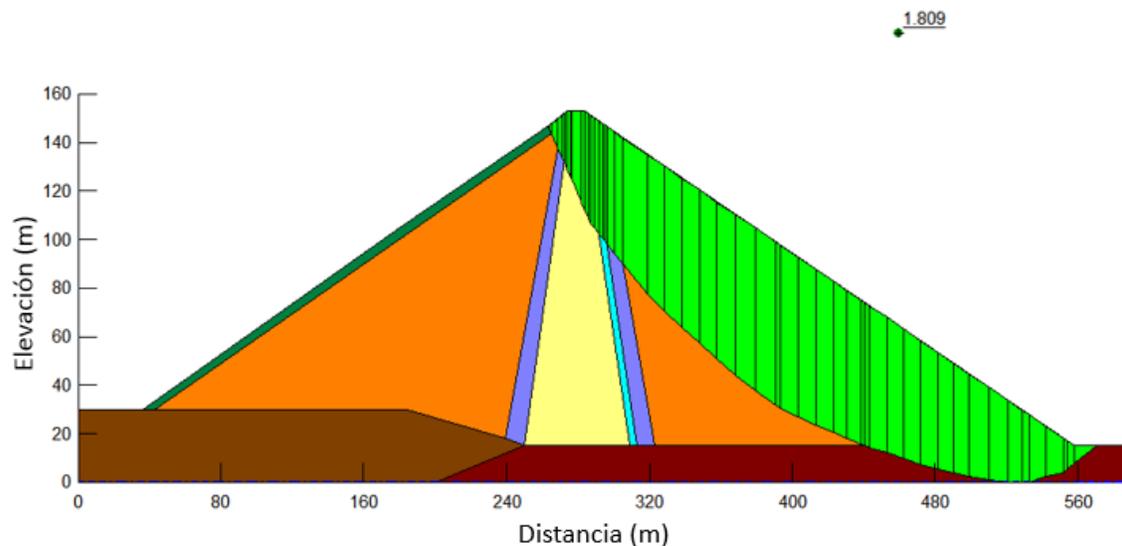


Figura 6.39 Envolvente de falla talud aguas abajo por el método de M-P a corto plazo (análisis estático)

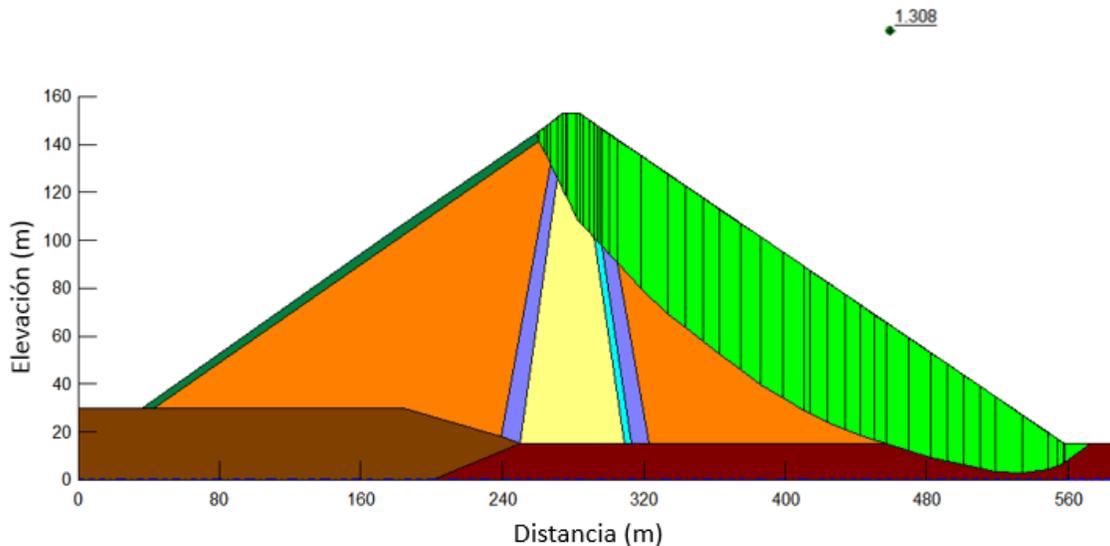


Figura 6.40 Envolvente de falla talud aguas abajo por el método de M-P a corto plazo (análisis pseudo-estático)

En las Figuras 6.41 y 6.42 mantienen una masa de falla hipotética similar en el talud aguas arriba de la presa, se observa que en las condiciones a las que se encuentran sometidas, la masa de falla corta la cimentación (arenisca) hasta llegar al enrocado aguas abajo. En la Figura 6.41 se presenta un análisis estático mediante el método de Morgenstern-Price con un $FS=1.900$ y en la Figura 6.42 se presenta un análisis pseudo-estático con un $FS=1.489$, con estos valores la presa Netzahualcóyotl no presenta inestabilidad en sus taludes.

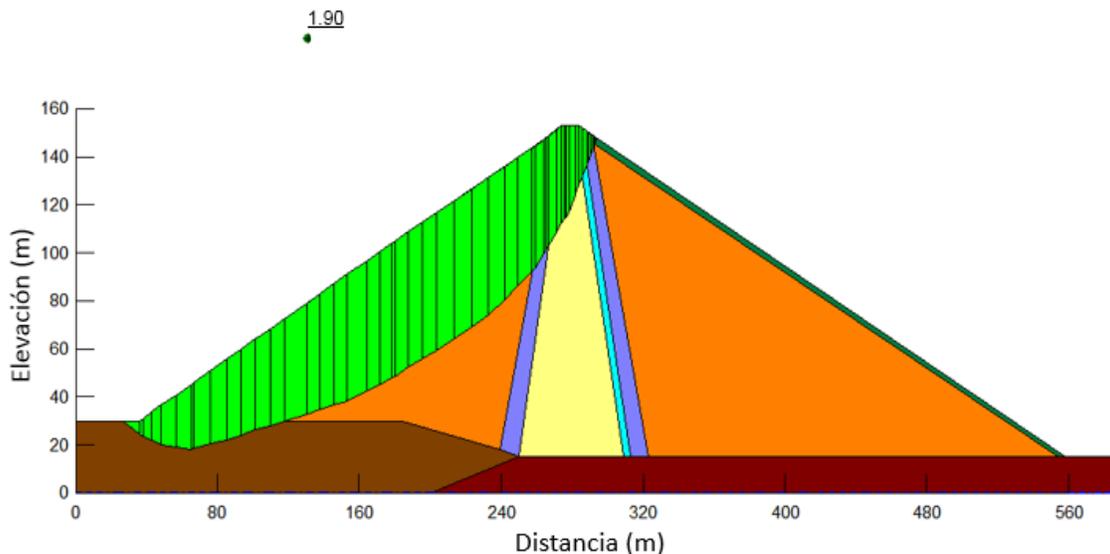


Figura 6.41 Envolvente de falla talud aguas arriba por el método de M-P a corto plazo (análisis estático)

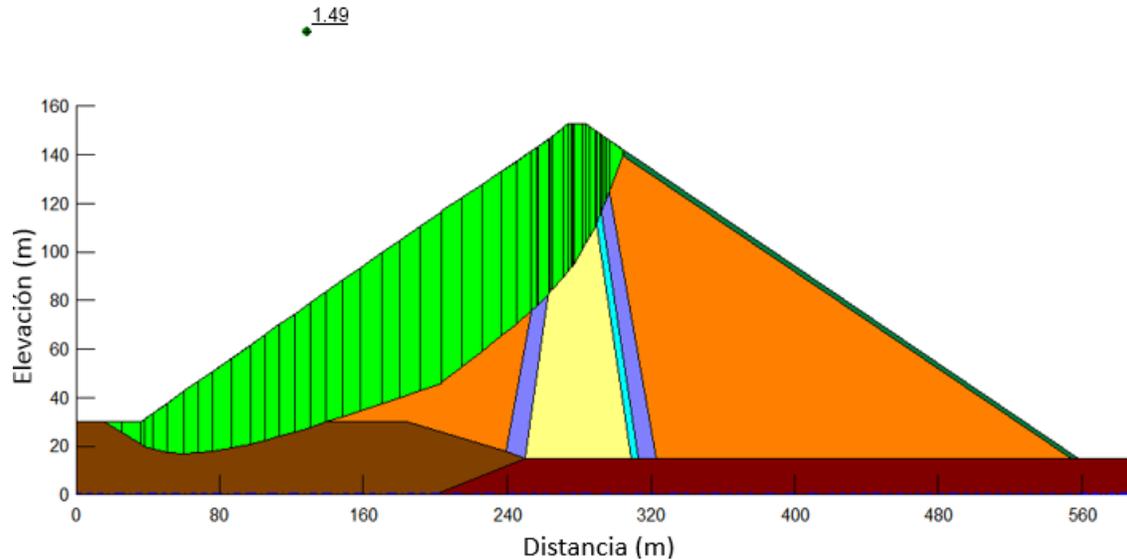


Figura 6.42 Envolvente de falla talud aguas abajo por el método de M-P a corto plazo (análisis pseudo-estático)

Se puede concluir para el caso de condición a corto plazo, el resumen de resultados presentados en la Tabla 6.9.

Tabla 6.9 Resultados del factor de seguridad para la condición después de la construcción de la presa

Talud	Método para analizar el factor de seguridad			
	Condición estático		Condición pseudo-estático	
	Morgenstern-Price	Bishop simplificado	Morgenstern-Price	Bishop simplificado
Aguas abajo	1.81	1.97	1.31	1.46
Aguas arriba	1.90	2.07	1.49	1.66

Análisis estático: El factor mínimo aceptable es $FS_{\min} = 1.25$ (Modificado de la Norma EM 1110-2-1913, USACE 2000), por tanto los valores obtenidos (Tabla 6.9) son superiores a los admisibles, y la estabilidad de la presa al final de la construcción es aceptable.

Para el caso del análisis pseudo-estático: El factor de seguridad mínimo ante sismos FS_{sis} es igual a uno, de acuerdo a Marsal y Reséndiz (1975), por tanto los valores obtenidos para la estabilidad al final de la construcción son aceptables, debido a que los factores de seguridad obtenidos son mayores al admisible.

6.8.2 Análisis de estabilidad a largo plazo

- **Condición de flujo de agua establecido a la altura del NAME**

Las presas tienen un comportamiento diferente cuando tienen un flujo establecido durante un lapso largo de tiempo. En esta condición se establece el flujo de agua en la presa y se estabiliza la presión de poro en los materiales. En este tipo de condición, la estabilidad de los taludes se calcula con los esfuerzos efectivos de los materiales. En la presa Netzahualcóyotl el nivel de

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.) se encuentra a una elevación de 188 m.s.n.m que está a 4 metros debajo de la corona. Para calcular la línea de corriente superior de la presa, se realizó el análisis de flujo de agua en la presa a la altura del N.A.M.E. con el código Seep/W (2007), como se presentó en la Figura 6.17.

Una vez calculada la línea de corriente superior de la presa (Figura 6.17) mediante el código Seep/W (2007), se realizó el acoplado numérico con el código Slope/W (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004) y se analizó la estabilidad de los taludes de la presa. En este análisis se determinó la estabilidad de los taludes de aguas arriba y aguas abajo con y sin condiciones de cargas sísmicas.

Observando los resultados de los factores de seguridad obtenidos mediante el método de Morgenstern-Price presentados en las Figuras 6.43 y 6.44, existe una disminución de los valores de factores de seguridad críticos con respecto a los valores de factores de seguridad obtenidos en condición a corto plazo. La variación de los factores de seguridad es debido a la presencia de flujo de agua a través de la cortina, aunque en la zona de estudio se observa que no hay saturación en los materiales debido a que la LCS conduce el flujo hacia la zona de filtro y posteriormente en la cimentación aguas abajo (roca conglomerada).

La masa de falla deslizante obtenida en las Figuras 6.43 y 6.44, son similares a las obtenidas en condición a corto plazo (Figuras 6.39 y 6.40).

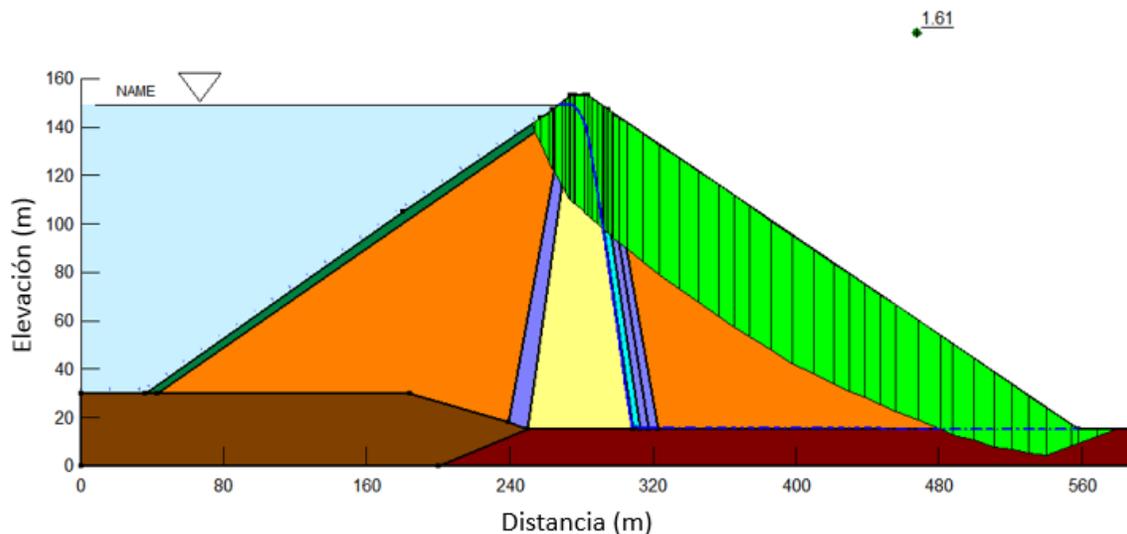


Figura 6.43 Envolvente de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAME (análisis estático)

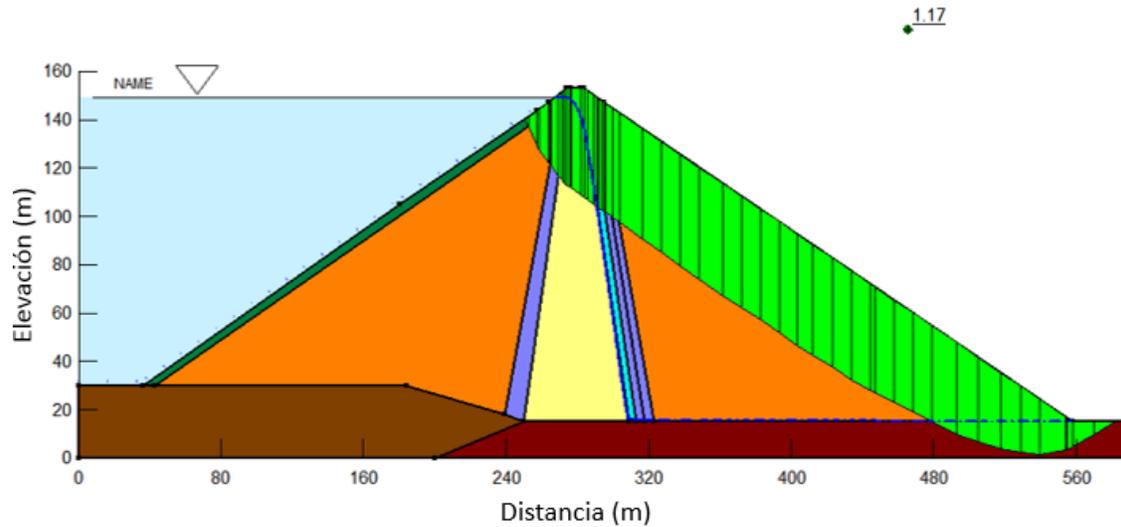


Figura 6.44 Envoltente de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAME (análisis seudo-estático)

Con la presencia de flujo de agua (condición establecida) y la formación de la línea de corriente superior (LCS), se observan los resultados de los valores de factores de seguridad críticos mostradas en las Figuras 6.45 y 6.46. En ambas figuras se presentan las envolventes de falla críticas que cortan parte de la cimentación y los materiales que conforman la sección de la cortina.

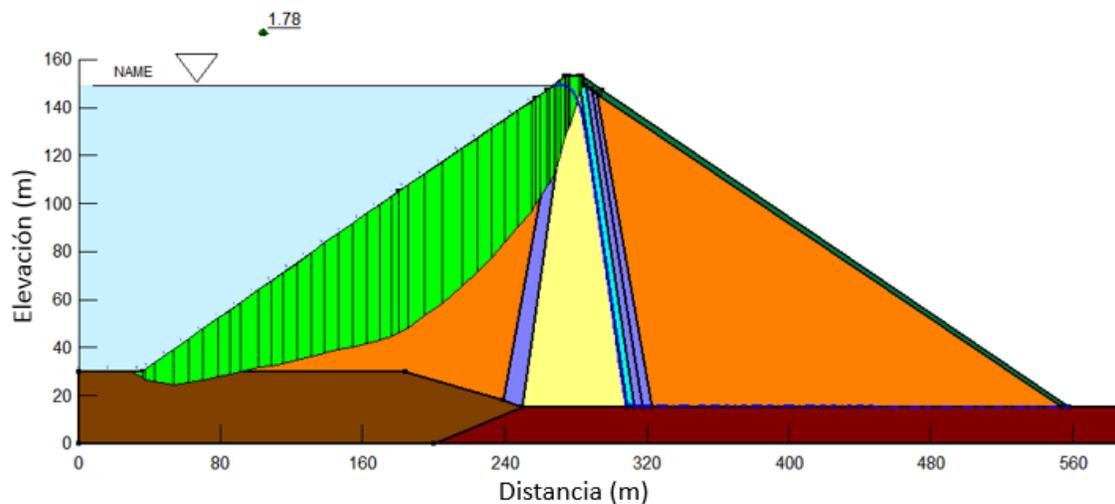


Figura 6.45 Envoltente de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAME (análisis estático)

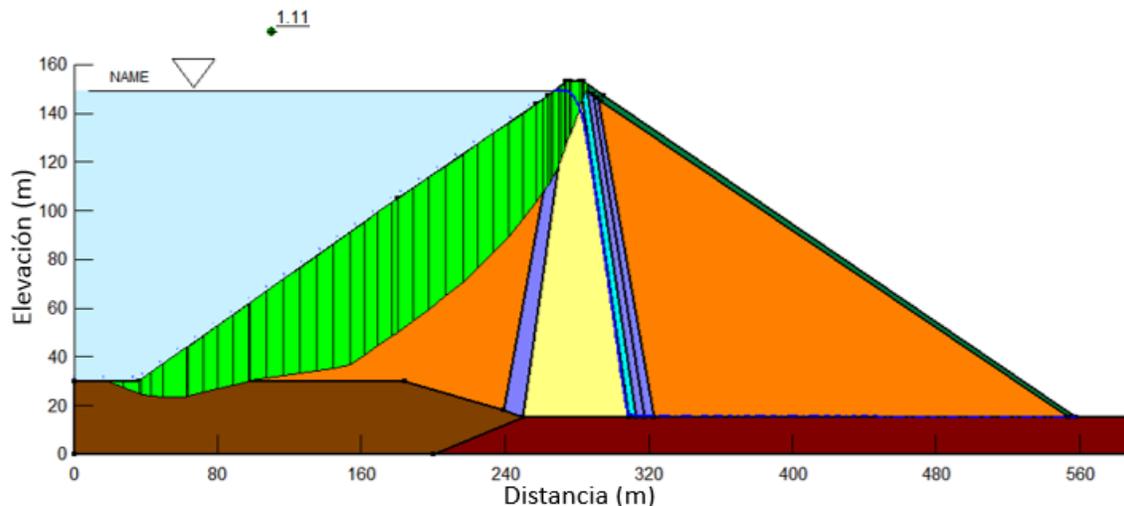


Figura 6.46 Envoltorio de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAME (análisis pseudo-estático)

En la Tabla 6.10 se presenta el resumen de resultados de los factores de seguridad críticos de la presa Netzahualcóyotl en condición de flujo establecido a la altura del NAME.

Tabla 6.10 Resultados del factor de seguridad para la condición a largo plazo a la altura del NAME de la presa

Talud	Método para analizar el factor de seguridad			
	Condición estático		Condición pseudo-estático	
	Morgenstern-Price	Bishop simplificado	Morgenstern-Price	Bishop simplificado
Aguas abajo	1.61	1.80	1.17	1.36
Aguas arriba	1.79	1.92	1.11	1.21

El factor de seguridad mínimo admisible para la condición de flujo establecido a largo plazo es $FS_{\min} = 1.5$, de acuerdo al *Modificado de la Norma EM 1110-2-1913, (USACE 2000)*. Por tanto, la estabilidad de la presa cuando se encuentra en condiciones de flujo establecido a largo plazo (a la altura del NAME) es aceptable (Tabla 6.10), ya que se obtuvieron valores mayores al mínimo admisible.

- **Condición de flujo de agua establecido a la altura del NAMO**

Cuando la presa se encuentra en condiciones de flujo establecido al Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO), son éstas las condiciones a las que la presa se encuentra normalmente. Los resultados obtenidos de los factores de seguridad críticos (Figuras 6.47 y 6.48), representan la estabilidad satisfactoria de la presa, ya que los resultados son mayores a los mínimos admisibles ($FS_{\min} = 1.5$).

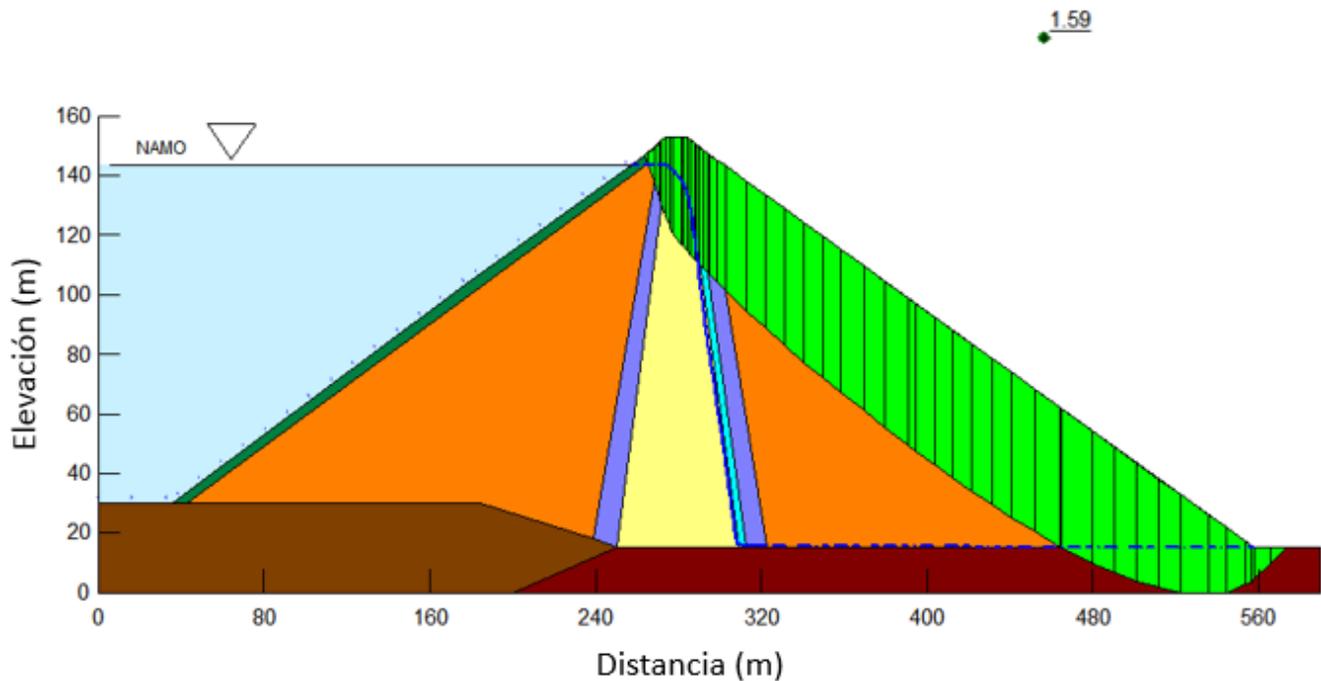


Figura 6.47 Envoltente de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAMO (análisis estático)

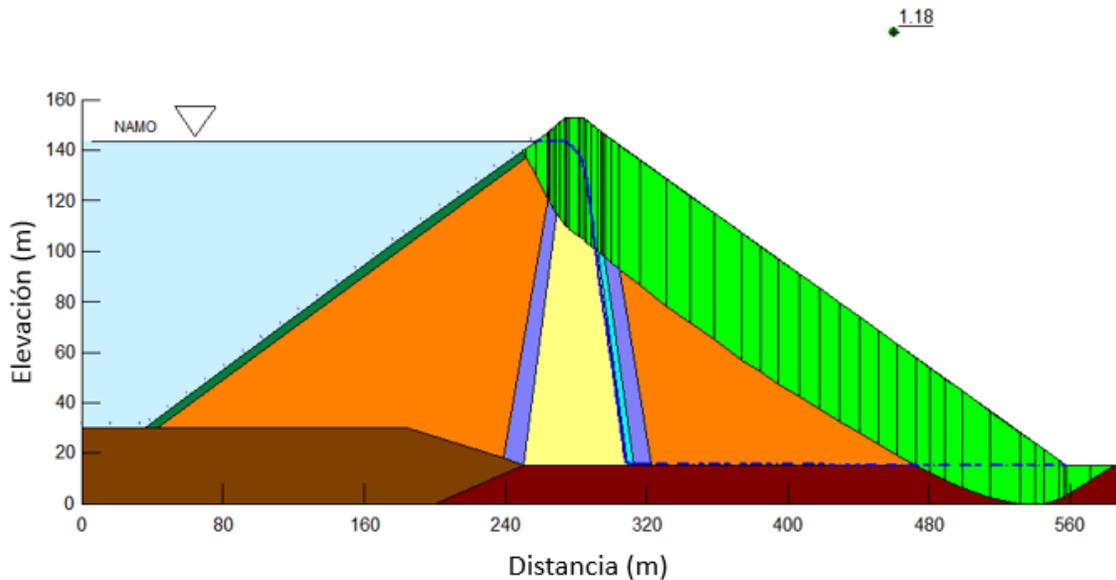


Figura 6.48 Envoltente de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAMO (análisis pseudo-estático)

Al generar superficies de deslizamientos con la búsqueda mediante el método de bloques específicos, se generan una gran cantidad de superficies de pruebas, hasta obtener las superficies de fallas críticas, tal como se observan en las Figuras 6.49 y 6.50. Estos valores obtenidos para el caso de aguas arriba al nivel del NAMO, son aceptables debido a que son superiores a los valores admisibles.

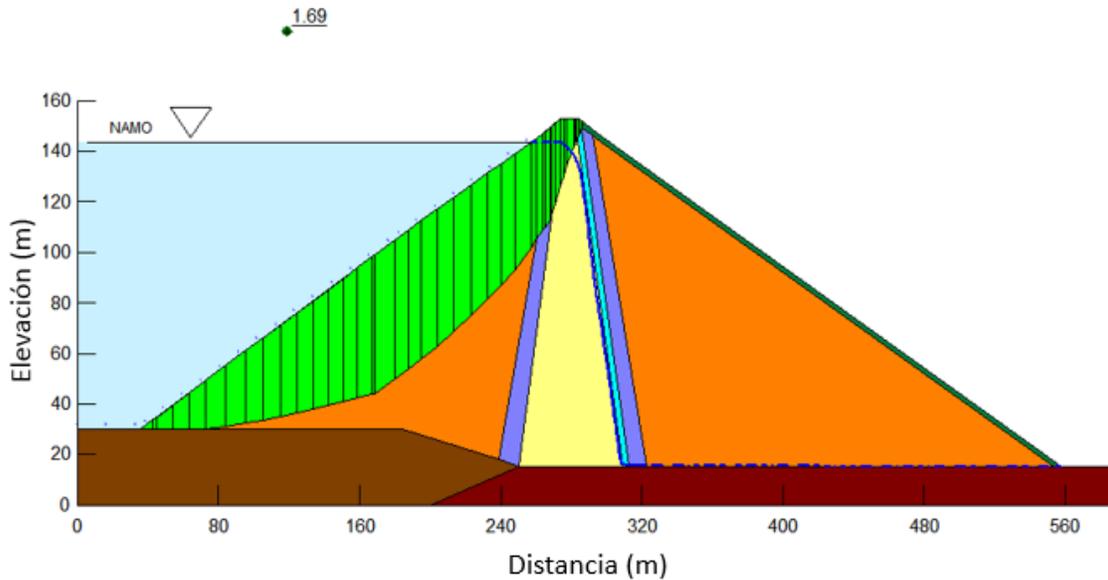


Figura 6.49 Envoltorio de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAMO (análisis estático)

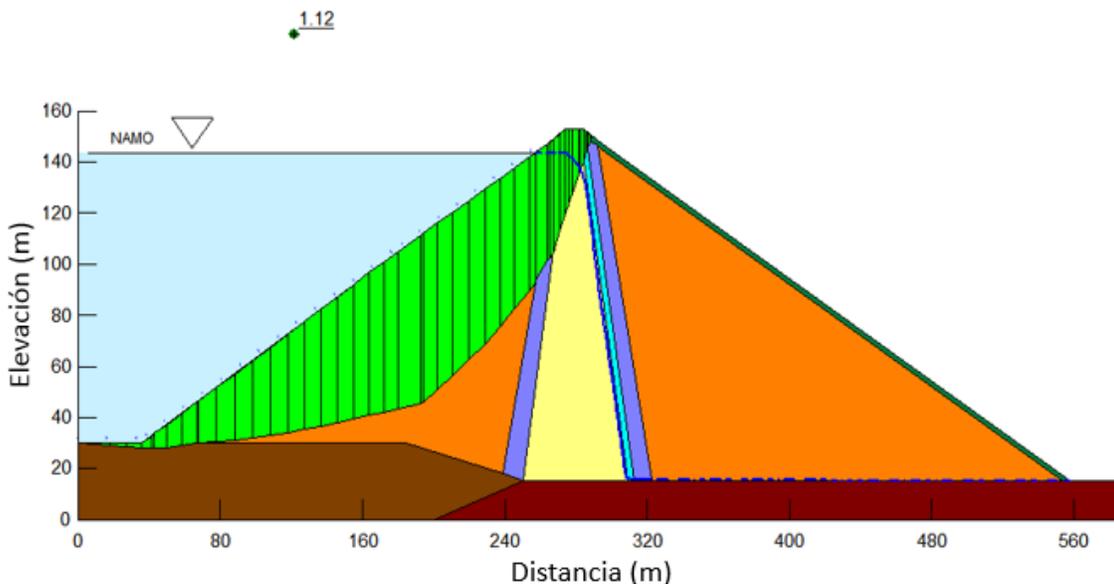


Figura 6.50 Envoltorio de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAMO (análisis pseudo-estático)

En la Tabla 6.11 se presenta el resumen de resultados obtenidos de los factores de seguridad críticos, con estos valores se observan que son mayores a los admisibles y por tanto, la presa tiene un factor de seguridad aceptable y no presenta inestabilidad en esta condición.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

Tabla 6.11 Resultados del factor de seguridad para la condición a largo plazo a la altura del NAMO de la presa

Talud	Método para analizar el factor de seguridad			
	Condición estática		Condición seudo-estática	
	Morgenstern-Price	Bishop simplificado	Morgenstern-Price	Bishop simplificado
Aguas abajo	1.59	1.73	1.18	1.33
Aguas arriba	1.69	1.85	1.12	1.18

• **Condición de flujo de agua establecido a la altura del NAMINO**

Se presenta el análisis en condición de flujo establecido a la altura del Nivel de Aguas Mínimas Ordinarias (NAMINO), en la Figura 6.51 se observa la envolvente de falla que corta el suelo de cimentación, esto es debido al tipo suelo (roca conglomerada). Para este análisis se observa que la masa de falla no toca la LCS, lo que implica que el valor de factor de seguridad crítico obtenido aumente ligeramente en comparación con los análisis anteriores (NAME y NAMO) y los resultado son aceptables, debido a que es mayor al admisible.

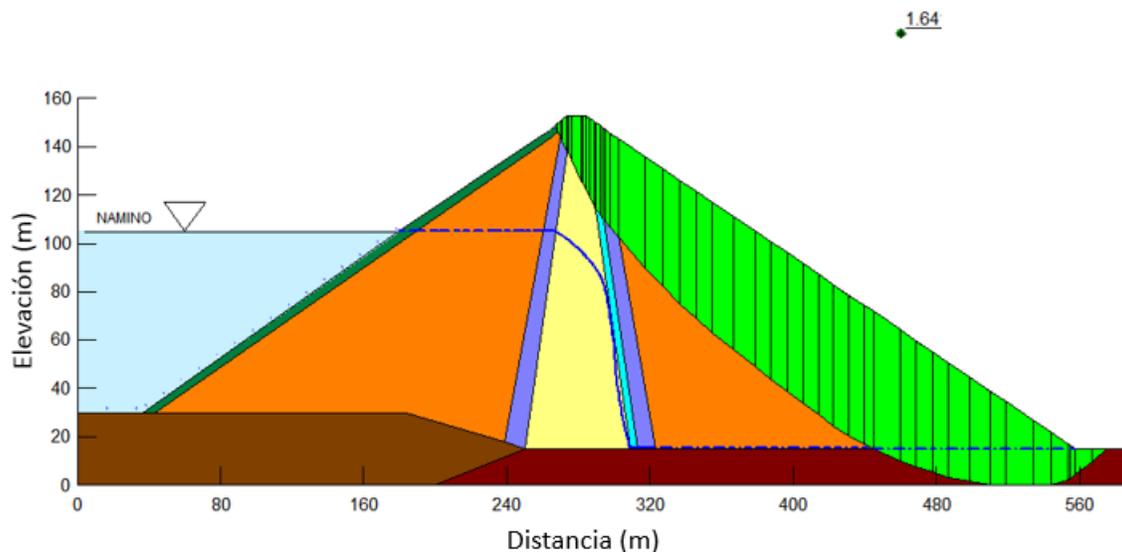


Figura 6.51 Envolvente de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAMINO (análisis estático)

En la Figura 6.52 se presenta la envolvente de falla crítica mediante el análisis seudo-estático, y de acuerdo al resultado del factor de seguridad mínimo obtenido por el método de M-P, la presa mantiene una estabilidad aceptable.

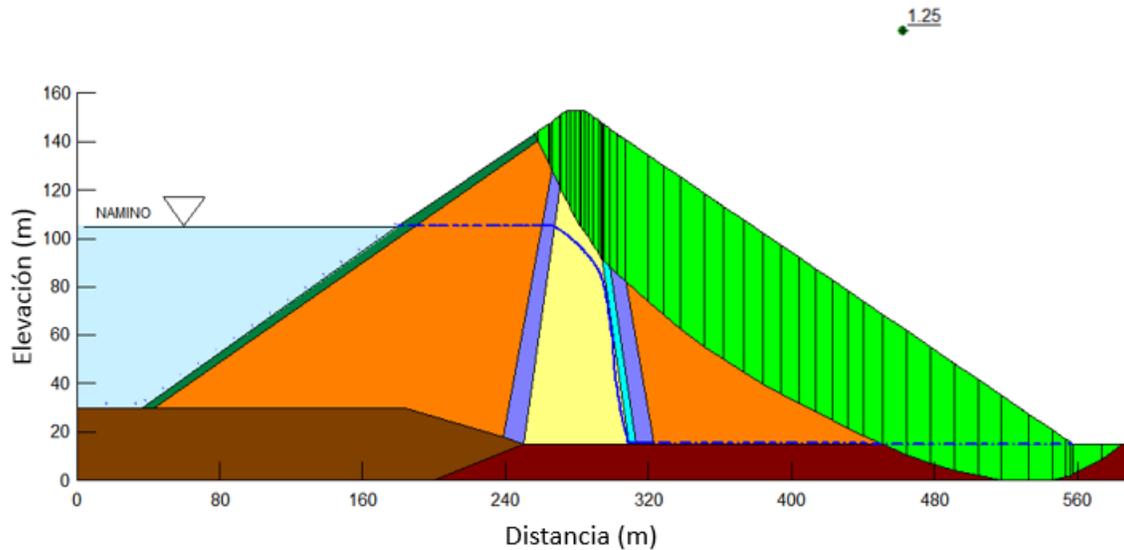


Figura 6.52 Envolvente de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo establecido en el NAMINO (análisis seudo-estático)

De acuerdo a las figuras 6.53 y 6.54 presentan una disminución de los valores de factores de seguridad críticos con respecto a los resultados anteriores (en condiciones del NAME y NAMO), esto es debido a los cambios de altura de los niveles de agua. Los valores obtenidos de FS mediante el análisis acoplado Seep/W-Slope/W son aceptables tomando en cuenta que los admisibles son menores.

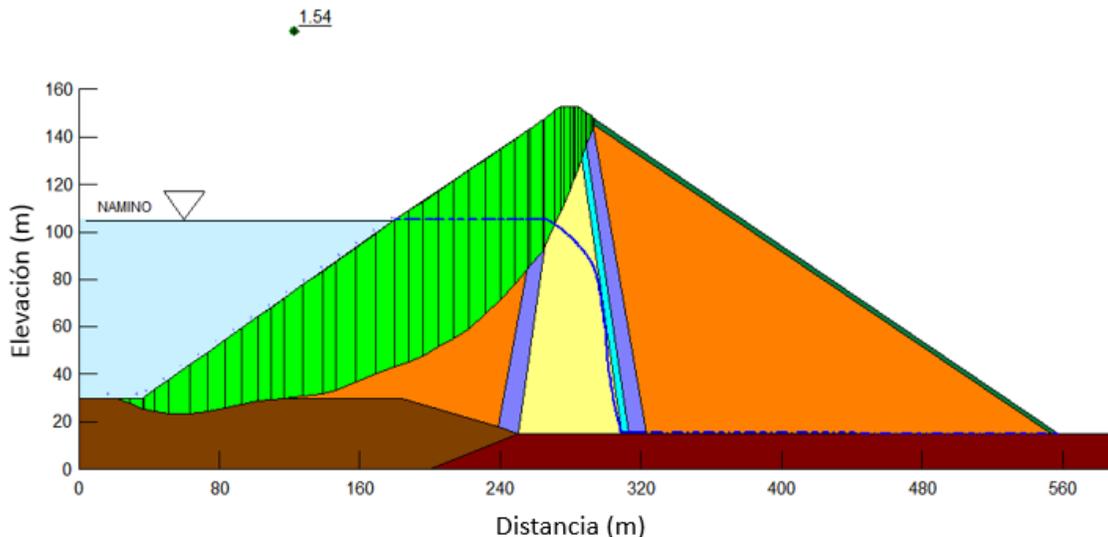


Figura 6.53 Envolvente de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAMINO (análisis estático)

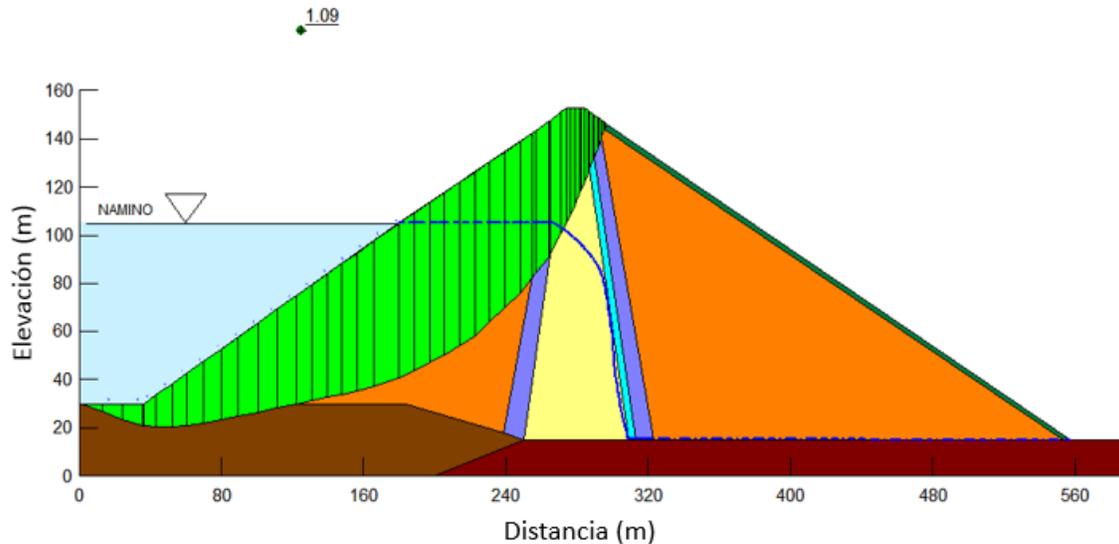


Figura 6.54 Envoltorio de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo establecido en el NAMINO (análisis pseudo-estático)

En la Tabla 6.12 se presenta el resumen de resultados de factores de seguridad críticos, los valores observados son superiores a los admisibles, por tanto, la presa Netzahualcóyotl no presenta inestabilidad en sus taludes.

Tabla 6.12 Resultados del factor de seguridad para la condición a largo plazo a la altura del NAMINO de la presa

Talud	Método para analizar el factor de seguridad			
	Condición estática		Condición pseudo-estática	
	Morgenstern-Price	Bishop simplificado	Morgenstern-Price	Bishop simplificado
Aguas abajo	1.64	1.77	1.25	1.39
Aguas arriba	1.54	1.72	1.09	1.19

6.8.3 Análisis de estabilidad con presencia de flujo transitorio

En las Figuras 6.55 y 6.56 se presentan las envoltorios de fallas y los factores de seguridad críticos ante una condición de vaciado rápido. Al considerar estas envoltorios como críticos implica la falla total de la presa Netzahualcóyotl. La superficie de falla corta desde la base de la cimentación hasta llegar en los materiales que conforman la cortina, y de acuerdo a los resultados de FS obtenidos para un análisis estático y pseudo-estático, la presa se encuentra estable en la zona del talud aguas abajo.

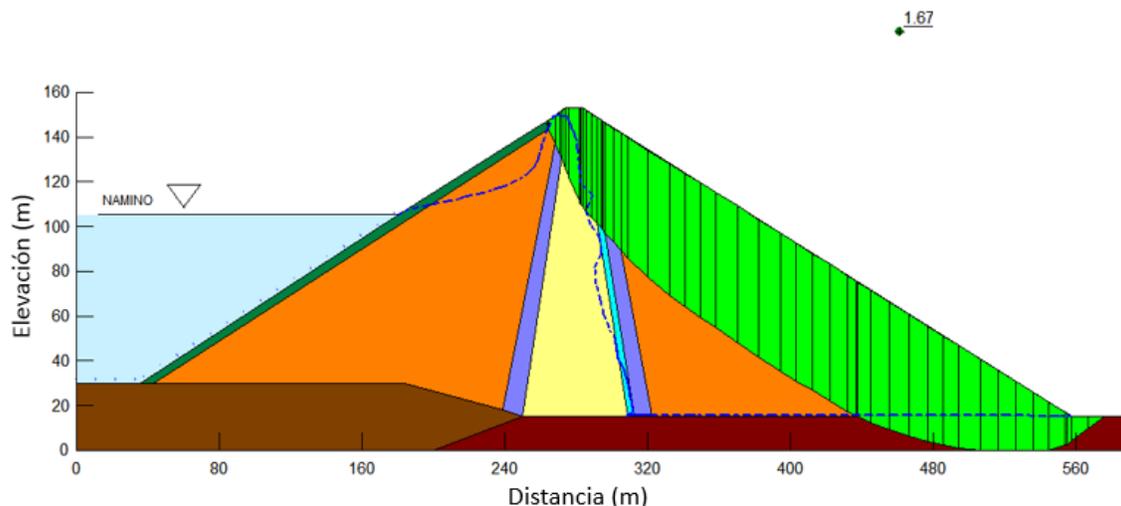


Figura 6.55 Envoltente de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo transitorio (análisis estático)

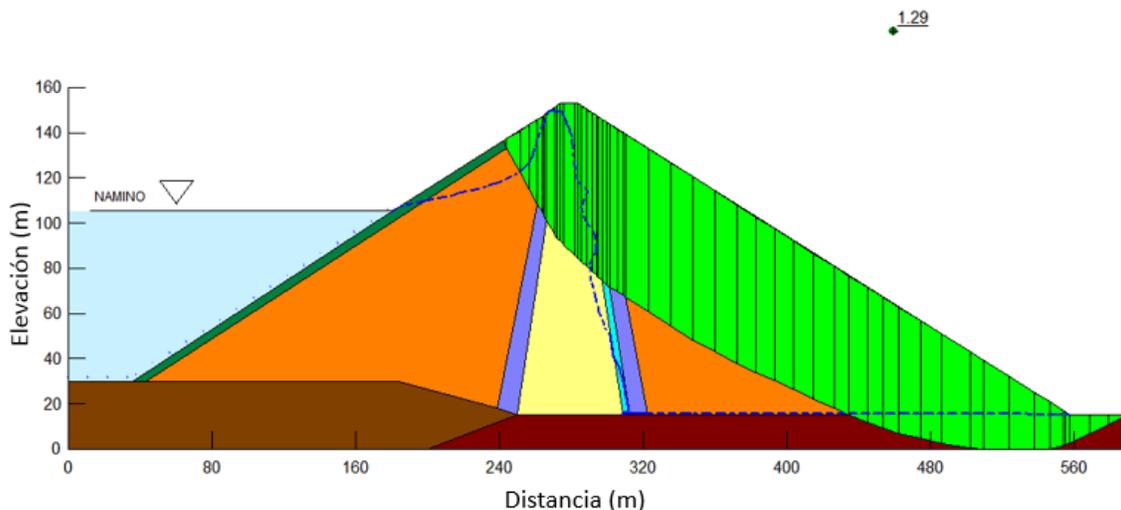


Figura 6.56 Envoltente de falla talud aguas abajo por el método de M-P con flujo transitorio (análisis pseudo-estático)

El factor de seguridad mínimo para un vaciado rápido en la zona de aguas arriba es igual a 1.25, de acuerdo a la *Norma EM 1110-2-1913 (USACE 2000)*, y el resultado obtenido de acuerdo con la Figura 6.57, se observa un valor de factor de seguridad de $FS= 1.384$, el cual se encuentra muy cercano al mínimo admisible, esto indica que la presa no debe someterse ante un vaciado rápido (de acuerdo a las condiciones propuestas), debido a que el factor de seguridad crítico se encuentra muy cercano al admisible, aunque para este modelo matemático aplica que en caso de realizar un vaciado rápido, la presa mantiene la estabilidad, debido a que es superior al admisible.

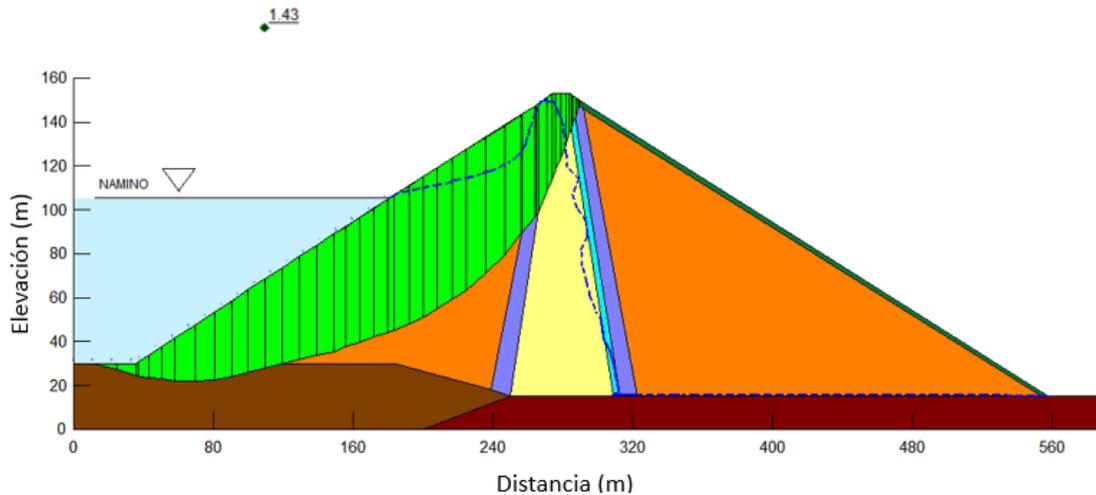


Figura 6.57 Envolvente de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo transitorio (análisis estático)

A la presencia de un escenario sísmico, se realizó el análisis pseudo-estático y se obtiene un $FS= 1.004$ (Figura 6.58), el cual se encuentra igual al factor de seguridad mínimo admisible, por tanto la presa se mantiene estable a la condición sometida.

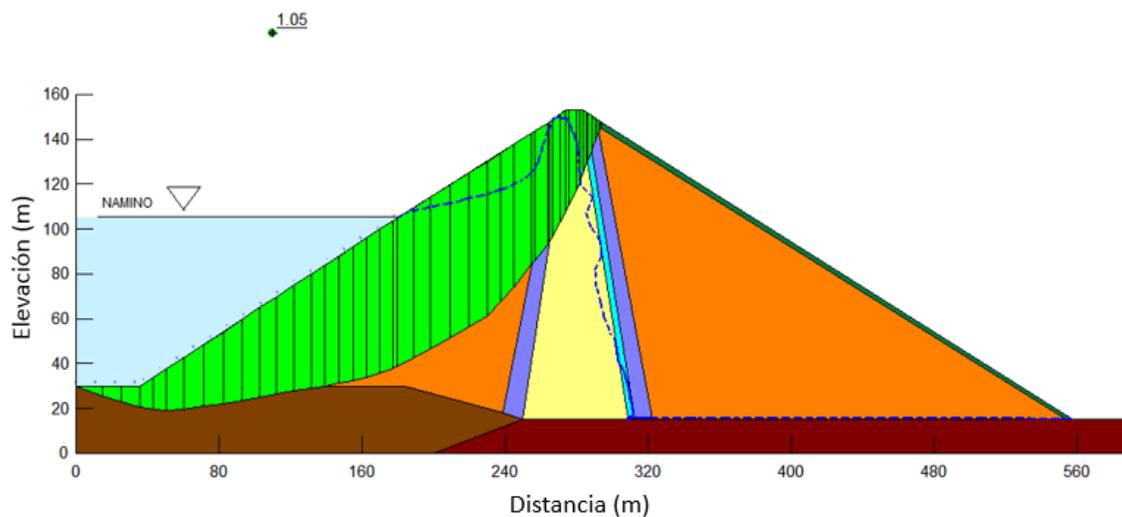


Figura 6.58 Envolvente de falla talud aguas arriba por el método de M-P con flujo transitorio (análisis pseudo-estático)

En la Tabla 6.13 se observan los resultados de factores de seguridad críticos obtenidos mediante un análisis estático y pseudo-estático, se observa que a la aplicación del coeficiente sísmico horizontal $K_h= 0.15$, los valores de factor de seguridad críticos en aguas arriba de la presa Netzahualcóyotl se encuentran cercanos a los admisibles, aunque en la vida útil de la presa no es probable que ocurra este caso debido a una serie de condiciones para tal escenario. Por tanto, con estos valores obtenidos la presa tiene una estabilidad aceptable.

Capítulo 6. Caso práctico: Evaluación de la estabilidad de taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración

Tabla 6.13 Resultados del factor de seguridad para la condición de flujo transitorio de la presa

Talud	Método para analizar el factor de seguridad			
	Condición estática		Condición pseudo-estática	
	Morgenstern-Price	Bishop simplificado	Morgenstern-Price	Bishop simplificado
Aguas abajo	1.67	1.82	1.29	1.47
Aguas arriba	1.43	1.54	1.05	1.12

7. CONCLUSIONES

7.1 CONCLUSIONES GENERALES

El objetivo principal de esta investigación fue el estudio del comportamiento de la estabilidad de taludes ante el efecto de un sismo y del flujo de agua presentes bajo diferentes condiciones a las que una presa de tierra y enrocamiento puede estar sujeta durante su vida útil. Los resultados de flujo de agua se obtuvieron mediante modelación numérica basada en el método de elementos finitos (MEF) con ayuda del código Seep/W (2007), y con el código Slope/W (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004) para la evaluación de la estabilidad de taludes mediante una serie de iteraciones basada en el método del equilibrio límite (MEF) utilizando las ecuaciones de los métodos Morgenstern-Price (1965) y Bishop Simplificado (1950). Con estos dos códigos se realizó un análisis acoplado de flujo de agua (establecido y transitorio) - estabilidad para obtener factores de seguridad críticos en la presa de estudio.

En la primera parte de esta investigación se presentaron antecedentes sobre la importancia del estudio de presas de tierra y enrocado. En la segunda parte, se dio un panorama general acerca de los tipos de presas de tierra y sus principales causas de fallas. En la tercera parte, se proporcionaron los conceptos fundamentales de los análisis de flujo de agua y el comportamiento hidráulico de los suelos parcialmente saturados. En la cuarta parte, se presentaron los fundamentos teóricos de la estabilidad de taludes en presas y los métodos de análisis para su solución. En el quinto capítulo, se expuso la metodología propuesta para realizar análisis acoplados con modelación numérica y el procedimiento para el uso de los códigos Seep/W y Slope/W. Finalmente, en el sexto capítulo se expuso la problemática, los análisis y resultados de la evaluación de la estabilidad de los taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración. Las conclusiones más importantes obtenidas de esta investigación son:

- a) Para la determinación de los parámetros o funciones hidráulicas de materiales parcialmente saturados es necesario realizar una selección adecuada de los modelos matemáticos que representen de la forma más realista posible las curvas características del suelo y las funciones de conductividad hidráulica. En esta tesis se utilizó el modelo de Fredlund y Xing (1994), porque fue el que permitió una mejor convergencia en los análisis numéricos.
- b) En la modelación numérica de flujo de agua, de acuerdo con el tamaño de la estructura que se pretenda analizar, se recomienda elegir un tamaño uniforme de elemento de malla, para facilitar la convergencia de los resultados.
- c) En la modelación numérica de flujo de agua para el caso de presas con materiales graduados, se recomienda que las mallas de elementos finitos sean más refinadas (líneas, nodos, regiones) en las zonas de interés.
- d) En la evaluación de la presa Netzahualcóyotl fue necesario utilizar una subdivisión de regiones de flujo en la zona de transición para reducir las variaciones de la permeabilidad, además de efectuar refinamientos adicionales de la malla de elementos finitos.

- e) Para los análisis estático y pseudo-estático se debe definir un método adecuado para obtener los factores críticos. De acuerdo con esta investigación se recomienda aplicar el método de equilibrio límite (MEL), utilizando el método propuesto por Morgenstern-Price (1965), debido a que satisface las tres ecuaciones fundamentales de equilibrio (fuerzas normales, cortantes y momentos).
- f) Para determinar las envolventes de fallas críticas de una presa de tierra y enrocado, es necesario realizar una selección adecuada del método iterativo para la consideración hipotética de la masa de falla crítica. En esta tesis se utilizó *el método del bloque específico optimizado*, porque es el que resulta conveniente cuando se tienen distintas regiones de material que conforman la presa, y se encuentra cimentada sobre capas gruesas de roca.
- g) De acuerdo con los resultados obtenidos en la modelación numérica, la presa Netzahualcóyotl no tiene problemas de filtraciones y no presenta inestabilidad en sus taludes. Para el diseño de una presa tierra y enrocado, se debe estudiar el comportamiento acoplado de flujo de agua – estabilidad de taludes tomando en cuenta las condiciones a las que estará sometida en su vida útil.

7.2 CONCLUSIONES DE LOS ANÁLISIS EFECTUADOS

La evaluación del comportamiento de la estabilidad de los taludes de la presa Netzahualcóyotl ante sismos y fuerzas de filtración, se llevó a cabo en dos etapas. La primera, consistió en el análisis del flujo de agua a través de la presa bajo condiciones establecidas y transitorias, mediante el uso del código Seep/W (2007). En la segunda etapa, se evaluó la estabilidad de los taludes de esta presa mediante un análisis estático y un análisis pseudo-estático, con ayuda del código Slope/W 2007 (GeoStudio 2007, Geo-Slope International 2004). La fusión de estos códigos permitió realizar el análisis acoplado de flujo de agua-estabilidad de taludes. A continuación se presentan los resultados más importantes obtenidos en las distintas etapas del modelado numérico de la presa Netzahualcóyotl.

1. Primera etapa: análisis de flujo de agua en suelos parcialmente saturados

- El modelo del material utilizado fue: *suelo parcialmente saturado*.
- Para obtener los parámetros de ajuste necesarios (a, n, m) de un suelo parcialmente saturado, se utilizaron las ecuaciones propuestas por Zapata (1999). Para determinar la curva característica y la función de conductividad hidráulica con ayuda de los datos granulométricos y de las propiedades índice de los materiales constitutivos de la presa Netzahualcóyotl se utilizó el modelo de Fredlund y Xing (1994).
- Se efectuaron discretizaciones y refinamientos de las mallas de elementos finitos empleadas.
- Se asignaron condiciones de frontera de acuerdo con el tipo de análisis efectuado.
- Entre los resultados importantes del análisis en condición de flujo establecido con carga hidráulica a la altura del NAME, se registraron los gradientes hidráulicos más altos en la zona de contacto entre el filtro y la cimentación (roca conglomerada), y el de mayor

magnitud para este caso se registró en la dirección y , con un valor de $i_{y\max} = 0.91$ y un caudal que pasa a través de la presa de $Q = 0.0528$ lt/s.

- Para la condición de flujo establecido con carga hidráulica a la altura del NAMO, se obtuvieron los gradientes hidráulicos más altos en las mismas direcciones que en el caso con carga hidráulica a la altura del NAME, la magnitud máxima se registró en la dirección y , con un valor $i_{y\max} = 0.87$ y un gasto máximo a través de la presa de $Q = 0.048$ lt/s.
- En el análisis en condición de flujo establecido con carga hidráulica a la altura del NAMINO, también se obtuvieron los gradientes hidráulicos más altos en las mismas direcciones que los dos casos anteriores, y las magnitudes máximas se registraron en las direcciones x , y . En la dirección x se obtuvo $i_{x\max} = 0.69$ y en la dirección y se obtuvo $i_{y\max} = 0.68$, con un caudal máximo que pasa a través de la presa de $Q = 0.028$ lt/s.
- Para el caso del análisis de flujo de agua en condición de flujo transitorio, los gradientes hidráulicos más altos se registraron en la zona de contacto entre el filtro y la cimentación (roca conglomerada), los valores máximos variaron aproximadamente de $i_{y\max} = 0.69$ a 0.91 , con un gasto máximo que pasa a través de la presa de $Q = 3.06 \times 10^{-5}$ lt/s.

Con los gradientes hidráulicos resultantes obtenidos en los análisis de flujo establecido y transitorio, se asume que no se tendrán problemas de tubificación a causa de filtraciones importantes a través de la presa Netzahualcóyotl.

2. Segunda etapa: Análisis acoplados

- Se efectuaron análisis acoplados con los códigos Slope/W y Seep/W.
- Para obtener resultados consistentes de los análisis acoplados, se tomaron en cuenta los resultados de los análisis de flujo de agua con ayuda del código Seep/W (2007).
- El modelo de material que se utilizó es Mohr Coulomb, para la modelación numérica del análisis de estabilidad de taludes.
- Para la obtención de la envolvente de falla crítica se utilizó el método de la “*superficie de falla de deslizamiento del bloque específico*”.
- En los análisis estáticos se aceptan los factores de seguridad mínimos establecidos por la Norma EM 1110-2-1913 (USACE 2000).
- En los análisis pseudo-estáticos se acepta un factor de seguridad mínimo igual a uno (Marsal y Reséndiz, 1975).
- El análisis de estabilidad a corto plazo se realizó con el código Slope/W, con la finalidad de estudiar la estabilidad de los taludes de la presa antes de su primer llenado. Los factores de seguridad críticos para la estabilidad a corto plazo del talud aguas abajo resultaron: por el método de Morgenstern-Price $FS = 1.809$, y para el análisis pseudo-estático $FS = 1.308$. En comparación con los FS obtenidos por el método del Simplificado de Bishop ($FS = 1.974$, condición estática) los resultados anteriores son ligeramente mayores. Por tanto, considerando que el factor de seguridad mínimo admisible es $FS_{\min} = 1.25$ para la condición estática y $FS_{\min} = 1$ para la condición pseudo-estática, en la zona de aguas abajo de la presa los factores de seguridad obtenidos son aceptables
- En los análisis de estabilidad de taludes aguas arriba para la condición a corto plazo, se obtuvieron factores de seguridad críticos por el método de Morgenstern-Price en el

análisis estático $FS= 1.9$ y en el análisis pseudo-estático $FS=1.49$, con estos valores la presa se encuentra estable.

- El análisis de estabilidad en la zona de aguas arriba para la condición de flujo establecido a la altura del NAME, se obtuvieron factores de seguridad críticos con el método de Morgenstern-Price, en el análisis estático un $FS= 1.79$ y en el análisis pseudo-estático un $FS=1.11$, los cuales son aceptables. En el análisis de estabilidad del talud aguas abajo (condición a largo plazo), se registraron resultados similares a la condición a corto plazo debido a que el talud aguas abajo no se encuentra afectado por el flujo de agua.
- Para la condición de flujo establecido a la altura del NAMO, en la evaluación de la estabilidad del talud aguas arriba, se obtuvieron factores de seguridad críticos mediante el método de Morgenster-Price, en el análisis estático $FS= 1.69$ y en el análisis pseudo-estático $FS= 1.12$. Con estos resultados, la presa no tiene problemas de estabilidad en sus taludes, tomando como criterio los factores de seguridad mínimos admisibles.
- Para la condición de flujo de agua establecido a la altura del NAMINO, en el análisis de la estabilidad del talud aguas arriba, se registraron factores de seguridad críticos mediante el método de Morgenster-Price, en el análisis estático $FS= 1.54$ y en el análisis pseudo-estático $FS= 1.09$. Estos resultados se consideran aceptables, por lo que la presa no presenta problemas de estabilidad.
- En la evaluación de la estabilidad del talud aguas arriba para la condición de vaciado rápido, se obtuvieron factores de seguridad críticos con el método Morgenstern-Price, en el análisis estático $FS= 1.43$ y en el análisis pseudo-estático un $FS=1.05$. Considerando como factores de seguridad mínimos admisibles para un análisis estático $FS_{min}= 1.25$ (condición de vaciado rápido) y para un análisis pseudo-estático $FS_{min}= 1$ (condición de carga sísmica), los valores del factor de seguridad son aceptables y se considera que la presa no tiene problemas de estabilidad. Sin embargo, los valores de factores de seguridad críticos obtenidos en condición vaciado rápido se encuentran muy cercanos a los admisibles, por tanto, se debe evitar realizar un vaciado rápido para no arriesgar la estabilidad de la presa.
- Adicionalmente, en los resultados de la modelación numérica de la presa Netzahualcóyotl se demostró que la región conformada por un filtro de arena, disminuye significativamente la magnitud de los gradientes hidráulicos y por tanto, la filtración de agua a través de la presa se manifiesta de manera gradual y con ello se evitan problemas de erosión o de tubificación.
- Finalmente, en los análisis de estabilidad de taludes (aguas arriba y aguas abajo) para las condiciones a corto plazo y a largo plazo, se obtuvieron factores de seguridad críticos aceptables, que son mayores a los admisibles de acuerdo con la Norma *EM 1110-2-1913* (USACE 2000).
- De igual forma, los factores de seguridad críticos obtenidos bajo condiciones establecidas son aceptables. Como se distingue en la realidad, la presa Netzahualcóyotl no presenta problemas de estabilidad ante efectos sísmicos y de filtraciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alberro, J., Hernández, R. y Levitchouk, V. (2001). "Estabilidad de un talud sometido a un flujo transitorio de agua por vaciado rápido". Series del Instituto de Ingeniería, 625, Agosto, México.
- Auvinet, G. y Vázquez, F. (2013). Un modelo numérico para detectar las trayectorias preferenciales de filtración en presa de tierra. Instituto de Ingeniería, UNAM. XXVI reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C.
- Auvinet, G. y López, N. P. (2010). Condición de vaciado rápido en taludes sumergidos. Homenaje al Ing. Jesús Alberro Aramburu. Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.
- Bojorque Ñeguez (2011), Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. MASKANA, Vol. 2, No. 2, 2011. Cuenca, Ecuador. Pp 6-10
- Bonola, I. y Jaime, A. (2007). Manual geotécnico para el diseño de presas pequeñas, SEMARNAT, México. pp. 1.0-1.6, 9.20-9.24, 10.1-10.30.
- Botero, E., Flores-Berrones, R., Romo, M.P. y Méndez, B.C. (2011). Nuevo método de diseño sísmico para cortinas de tierra y enrocamiento, y de taludes. Tecnología y ciencias del agua, antes Ingeniería Hidráulica en México, vol. II, núm. 3, julio-septiembre, pp. 177-200.
- Braja M. (1999). Fundamentos de ingeniería geotécnica.
- Brauns, j. (1990) "Filters and Drains". Charper 10 de Advances in Rockfill Structures. Ed. Por E. Maranha das Neves, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.
- Budhu, M. (2007). Soil mechanics and foundation. 2º Ed., John Wiley and Sons, New York.
- Casagrande, A. (1968). Notes of engineering 262 Course, Vol. 1, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- Cedergren, H. R. (1967). Seepage Drainage and Flows Nets. Cap 5. John Wiley and Sons, Inc.
- Comisión Nacional del Agua (1982-1994). Presas de México Volumen II. pp. 403-436.
- Comisión Nacional del Agua (2000), "Manual para la capacitación en Seguridad de Presas (Traducción de Training Aids for Dams Safety, de USBR 1990)", Gerencia de ingeniería y Normas Técnicas, México.
- Comisión Nacional del Agua (2012), "Sistema Informático de Seguridad de Presas (SISP)", Gerencia de Ingeniería y Normas Técnicas, Subdirección General Técnica, México.
- Darcy, H. (1856). Les fontaines publiques de la ville de Dijon. V. Dalmont, París.

- De la Fuente Utrilla, Héctor (2013). "Evaluación de la seguridad de bordos de protección sometidos al fenómeno del vaciado rápido". Tesis de maestría en Ingeniería. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, DEPMI-UNAM. (Director de tesis: Norma Patricia López Acosta). Defensa de Tesis: enero de 2013.
- Flores-Berrones, R. (2000). Flujo de agua a través de suelos, 4ª edición, Asociación Mexicana de Hidráulica, IMTA. México.
- Flores-Berrones, R. (2016). La geotecnia en ingeniería de presas de tierra y enrocamiento. Séptima conferencia Raúl J. Marsal. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.
- Flores-Berrones, R., Hristov V., Vangel., y Li L., Xiangyue. (2001). Geotecnia en ingeniería de presas. Instituto Mexicano de la Tecnología del agua (IMTA), México.
- Flores-Berrones, R., Li-Liu, X. y Alva García, F. (2003). Efecto del flujo en la estabilidad de taludes. Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XVIII, Núm. 2, pp. 40-52.
- Fredlund, D. G., and Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils, New York: John Wiley and Sons Inc.
- Fredlund, D.G. and Anqing Xing. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal. Vol 31, pp: 521-532.
- Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (2003). Soil Mechanics for Unsaturated Soils, New York: John Wiley y Sons, Inc.
- Fredlund, D.G., Xing, Anqing y Huang, Shangyan (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. Department of civil engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, SK S7N 0W0, Canada. Can. Geotech. J. 31.533-546.
- Geo-Slope International, "GeoStudio Tutorials" (2004). Primera edición. Canadá, pp. 4-62.
- Hazen, A. (1892). Physical properties of sands and gravels with references to their use infiltration, Rept. Mass. State Board of health, p. 539.
- Houston, W. m., Dye, H.B., Zapata, C.E. Perera, Y. Y. and Harraz, A. (2006). Determination of SWCC using one points suction measurement and standard curves. Unsaturated Soils, ASCE.
- International Commission on large Dams (ICOLD) (1994). "Use of granular filters and drains in embankment dams". Bulletin 95, ICOLD, Paris.
- Jaworski, G. W., Duncan, J. M., Seed H. b. (1982), - Laboratory study hydraulic fracturing. Journal of geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 107, No. Gt6, pp. 720-732.
- Juárez Badillo, E., Rico Rodríguez, A. (1997). Mecánica de suelos, Tomo 3, Flujo de agua en suelos. Editorial Limusa, S.A. de C.V. México, D.F.
- Juárez Badillo, E., Rico Rodríguez, A. (1973). Mecánica de suelos, Tomo 1, Fundamentos de la mecánica de suelos. Editorial Limusa, S.A. de C.V. México, D.F.

Referencias bibliográficas

- Kovacs, G. (1981). Seepage Hydraulics. Elsevier Scientific for Partially Saturated Flow. Soil Sci. Amer. Proc. 29, pp. 360-362. U.S.A.
- Krahn, John. (2007). Manual of Seepage Modeling with Seep/W by Geo-Slope International, Ltd. Third Edition.
- Li Xiangyue y Arroyo, Víctor (2011). Impacto de fuerzas de filtración y tubificación retrógrada a la inestabilidad de talud y erosión hídrica. Revista digital universitaria. Volumen 12 Número 2. ISSN: 1067-6079.
- López-Acosta, N. P. (2013). Apuntes de la clase: "Flujo de agua en suelos". Posgrado de Ingeniería Civil (Geotecnia), Universidad Nacional Autónoma de México.
- López-Acosta., N.P., Auvinet, G. y Lezama, J. L. (2010). Estudio del flujo transitorio ocasionado por llenado y vaciado rápido en bordos de protección. Primer coloquio de Jóvenes Geotecnistas. Sociedad mexicana de Ingeniería Geotécnica. México, D.F.
- López-Acosta, N. P. (2010) "Incertidumbre en el análisis de flujo de agua en suelos". Tesis de Doctorado en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería. Defensa de Tesis: 10 Septiembre 2010
- López-Acosta, N.P., Sánchez, M.A., Auvinet, G. y Pereira, J.-M. (2014). Assessment of exit hydraulic gradients at the toe of levees in water drawdown conditions. Proceedings of the 7th international conference on scour and erosion. The University of Western Australia, Perth, Australia, 2-4 December 2014.
- López-Acosta N.P. (2016). "Flujo de agua en suelos." Capítulo 9 (nuevo) del Manual de Diseño de Obras Civiles [Sección B. Geotecnia. Tema 2. Mecánica de Suelos], Comisión Federal de Electricidad (CFE). Ciudad de México, México. 285 p. ISBN en trámite.
- Lo K. Y., Kaniaru, K. (1990). Hydraulic Fracture in earth and rockfill dams. Canadian Geotechnical Journal, No. 27, pp. 498-504.
- Lu, N. and Likos, W. J. (2004). Unsaturated Soil Mechanics.
- Marsal R. y Reséndiz, D. (1975). Presas de tierra y enrocamiento. México D.F, Limusa. pp.14, 35-40, 77-78, 118-119, 105-108, 457-465.
- Marshall, T.J. (1958). A relation between permeability and size distribution of pores. Soil Science of America Journal, Vol. 9: 1-8.
- Mendoza Promotor, J.A. (2015). Contribución a los análisis de flujo de agua en suelos parcialmente saturados. Tesis de licenciatura. Realizada en el instituto de ingeniería UNAM.
- Perera, Y. Y., Zapata, C.E., Houston, S. L. and Houston, W. N. (2005). "Prediction of the Soil Water Characteristic Curved Based on Grain-Size Distribution and Index properties". Proceedings of Geo-Frontiers 2005, Austin, Texas, Jan. 24-26. ASCE.
- Reddi L. N. (2003) Seepage in soils: Principles and applications, John Wiley y Sons Inc.

- Richards, L.A., (1955). "Retention and Transmission of Water in Soils". U.S. Dept, Agr. Year-book Agr. Pp 144-149.
- Richards, L.A. (1965). "Physical Condition of Water in Soil". In "Methods of soil Analysis". Pp. 145-150. Amer. Soc. Agron Monograph 9.
- Rodrigo Murillo y Fernández R. (2012). Artículo "Presas de tierra y sus fallas". XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, pp. 1-4.
- Sánchez-Solís, M.A. (2013). "Comportamiento hidrogeomecánico de bordos bajo condiciones de flujo transitorio". Tesis de maestría en ingeniería. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, DEPMI-UNAM. (Director de Tesis: Norma Patricia López Acosta). Defensa de Tesis: 7 junio 2013.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos, Comisión Federal de Electricidad Instituto de Ingeniería UNAM (1976). "Comportamiento de presas construidas en México", pp. 166-237.
- Secretaria de Recursos Hidráulicos (1969). "Presas de México", Tomo I". pp. 1-59.
- Skempton, A. W. and Brogan. J. M. (1994). "Experiments on piping in sand gravels". Geotechnique, 44(3). 450-450.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics, John Wiley. N.Y.
- Terzaghi, K., Peck, R., y Mesri, G., (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, Third edition.
- Van Genuchten, M. Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal 44; 892-898.
- Whitlow R. (1994) Fundamentos de mecánica de suelos, Edit. CECSA, México.
- Zepeda, J. A. (2004). Mecánica de suelos no saturados. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., Universidad Autónoma de Querétaro.