



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



*FACULTAD DE INGENIERÍA*

*PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA*

*CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL*

*Estudio paramétrico de un talud: comparación entre el  
método de elementos finitos y métodos de equilibrio límite*

**T E S I N A**

*QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:*

**ESPECIALISTA EN GEOTECNIA**

*P R E S E N T A*

**ANDRÉS OROZCO FLORES**

*DIRECTOR DE TESINA: M.I. REGINALDO JOSÉ HERNÁNDEZ ROMERO*

*MÉXICO, CIUDAD DE MÉXICO*

*OCTUBRE 2023*

**Atentamente**

**OROZCO FLORES ANDRÉS**

**Vo. Bo. del Director de la Tesina**

**M.I. REGINALDO JOSÉ HERNÁNDEZ  
ROMERO**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

# Contenido

1	Resumen.....	1
2	Marco teórico .....	2
2.1	Nomenclatura y aspectos generales.....	2
2.2	Métodos de análisis .....	7
2.3	Evaluación de la estabilidad.....	9
3	Sitio de estudio.....	11
3.1	Geología regional y del sitio de estudio.....	12
3.2	Antecedentes del deslizamiento .....	13
3.3	Exploración y trabajos en el sitio .....	15
4	Análisis de la estabilidad .....	17
4.1	Metodología empleada .....	17
4.2	Geometría del modelo .....	18
4.3	Modelo geotécnico .....	21
4.4	Análisis por equilibrio límite (EL) bajo diferentes condiciones .....	23
4.4.1	Peso propio en condiciones estáticas (EL STAT).....	23
4.4.2	Peso propio bajo flujo transitorio (EL FLW).....	25
4.4.3	Peso propio con sismo (EL SISMO).....	28
4.4.4	Peso propio con sismo bajo flujo establecido (EL FLW+SISMO).....	29
4.5	Análisis por el método de elementos finitos (MEF) .....	30
4.5.1	Peso propio en condiciones estáticas con distribución de esfuerzos numérica (MEF EL STAT) .....	31
4.5.2	Reducción de parámetros para peso propio en condiciones estáticas (MEF SRS STAT)..	31
4.5.3	Peso propio bajo flujo transitorio con distribución de esfuerzos numérica (MEF EL FLW) .....	32
4.5.4	Reducción de parámetros para peso propio bajo flujo transitorio (MEF SRS FLW).....	33
5	Conclusiones .....	34
6	Referencias.....	36

# 1 Resumen

En el presente trabajo se presenta la metodología seguida y los resultados obtenidos para evaluar la estabilidad de una ladera natural ubicada a aproximadamente 6 kilómetros del municipio de Ostucán, Chiapas, en la margen derecha del cauce del río Grijalva.

La evaluación de la estabilidad se realizó mediante métodos de equilibrio límite suponiendo condiciones estáticas, de flujo establecido y de sismo mediante un análisis pseudoestático. Adicionalmente, se realizó un modelo de elementos finitos bidimensional para estimar las condiciones de esfuerzos y de flujo en el sitio de estudio con el fin de validar el mecanismo de falla obtenido con el método de equilibrio límite y ubicar las zonas críticas presentadas para la ladera estudiada. Finalmente, se hizo un análisis paramétrico para estudiar cuáles son las propiedades de los materiales de la ladera que más influyen en su estabilidad.

El presente trabajo se estructura en los siguientes capítulos:

En el capítulo 2 se presenta el marco teórico para el trabajo realizado, enlistando la nomenclatura convencional para el estudio de taludes y laderas, los tipos de falla probables en estos casos y los métodos y criterios de satisfacción comúnmente utilizados en la evaluación de la estabilidad.

El capítulo 3 enmarca al sitio de estudio geográficamente y se describen las estructuras geológicas importantes presentadas en la región; además, se habla sobre los antecedentes de falla presentados para la misma ladera.

El capítulo 4 presenta el modelo geotécnico utilizado para el problema y se describen las consideraciones tomadas para asignar las propiedades mecánicas a los materiales utilizados en los análisis realizados. También se presenta en este capítulo el análisis de la estabilidad para el caso de estudio, describiendo el procedimiento seguido en cada tipo de análisis y las condiciones supuestas para los casos de análisis planteados. Se presentan también los resultados obtenidos.

Finalmente, en el capítulo 5 se hace un recuento y análisis de los análisis obtenidos, concluyendo las acciones recomendadas y los posibles trabajos posteriores.

## 2 Marco teórico

### 2.1 Nomenclatura y aspectos generales

Un talud es cualquier superficie inclinada de una masa de tierras y se puede dividir en laderas o taludes naturales, que son las inclinaciones producidas naturalmente, y en cortes o taludes artificiales, que son estructuras térreas formadas por el humano. Como consecuencia de la naturaleza del material que forma al talud, las condiciones geológicas del sitio, así como sus condiciones hidráulicas y climatológicas, además de las acciones que el humano ejerce sobre la estructura, los taludes deben ser estabilizados para garantizar la seguridad de obras civiles o asentamientos vecinos.

La nomenclatura utilizada convencionalmente para hablar sobre las partes que conforman un talud (Figura 2.1) es:

- Pie, que corresponde al sitio de cambio de pendiente en la parte inferior del talud.
- Corona, cabeza o escarpe, que es el sitio de cambio de pendiente en la parte superior del talud.
- Altura, definida como la distancia vertical desde el pie hasta la corona.
- Altura del nivel freático, que mide la distancia entre el pie hasta el nivel de agua medido bajo la corona.
- Pendiente, que define la inclinación del talud, medida en grados, porcentaje o relación horizontal-vertical.

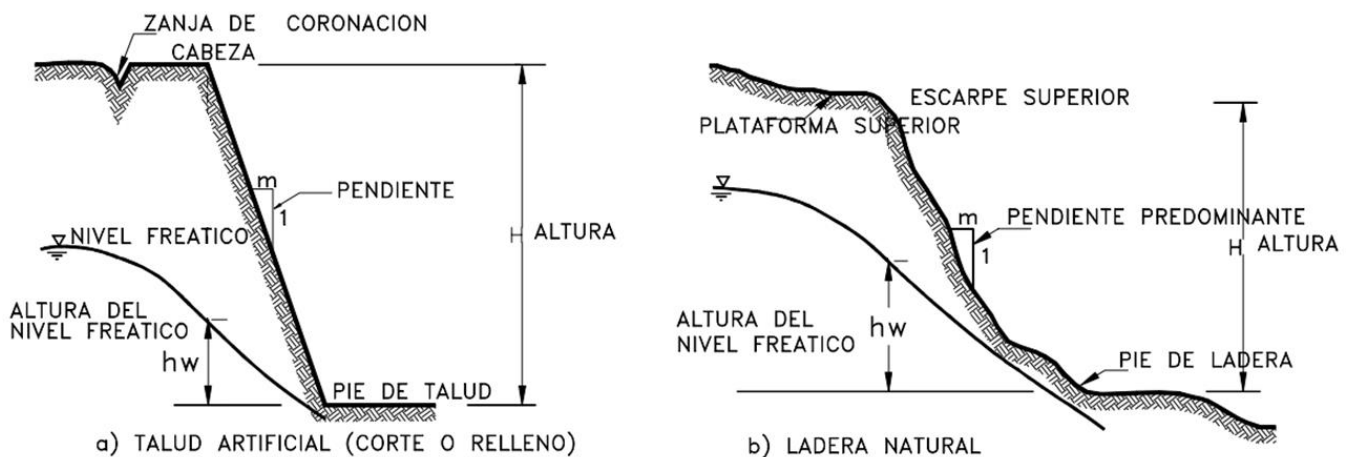


Figura 2.1. Partes que conforman un talud (Martínez Galván, 2022).

La falla en taludes se puede dividir en cuatro etapas:

- i. Etapa de deterioro, donde el suelo es esencialmente intacto.
- ii. Etapa de falla, caracterizada por la formación de una superficie de falla o el movimiento de una masa importante de material.
- iii. Etapa post-falla, donde se presentan los movimientos de la masa involucrada en el movimiento hasta el instante en el que se detiene el movimiento.
- iv. Etapa de reactivación, en la que se generan nuevas fallas.

Para representar las partes principales involucradas en las fallas presentadas en un talud (elementos numerados en la Figura 2.2) se utiliza convencionalmente la nomenclatura propuesta por la Asociación Internacional de Ingeniería Geológica (IAGE) (IAEG Comission on Landslides, 1990):

1. Corona: material prácticamente intacto y adyacente a la zona más alta del escarpe principal.
2. Escarpe principal: superficie empinada en el material inalterado en la zona alta de la falla, formada por el movimiento del material fallado.
3. Cima: punto de máxima altura entre el material desplazado y el escarpe principal.
4. Cabeza: parte superior de la falla que se encuentra entre el material desplazado y el escarpe principal.
5. Escarpe secundario: superficie empinada en el material desplazado, producido por movimiento diferenciales en la misma porción del material que falla.
6. Cuerpo principal: material desplazado que se encuentra sobre la superficie de falla.
7. Pie: porción de la falla que se ha desplazado más allá de la base de la superficie de falla y se encuentra por encima de la superficie natural original.
8. Punta: punto de la base más alejado de la cima.
9. Base: margen más bajo, usualmente curvo, del material desplazado; también es el más alejado del escarpe principal.
10. Superficie de falla: proyección de la superficie del escarpe principal debajo del material desplazado.
11. Base de la superficie de falla: intersección entre la parte más baja de la superficie de falla y la superficie natural original.
12. Superficie de acumulación: parte de la superficie natural original que se encuentra debajo del material acumulado y más allá de la base de la superficie de falla.

13. Material desplazado: transportado por la falla.
14. Zona de desplazamiento: área del talud en la que el material desplazado se encuentra debajo de la superficie natural original.
15. Zona de acumulación: área del talud en la que el material desplazado se encuentra por encima de la superficie natural original.
16. Desplazamiento: volumen limitado por el escarpe principal, el material reducido y la superficie natural original.
17. Material reducido: parte del material desplazado que se encuentra por encima de la superficie de falla, pero por debajo de la superficie natural original.
18. Material acumulado: volumen del material desplazado que se encuentra por encima de la superficie natural original.
19. Costado: área lateral de la falla; se prefiere ubicarlos respecto a los puntos cardinales, pero se puede hacer referencia también a la derecha e izquierda del talud, referidos a la vista desde la corona hacia el pie.

La falla se puede dimensionar de acuerdo con la siguiente nomenclatura (IAEG Commission on Landslides, 1990):

- Longitud de la superficie de falla,  $L_r$ : distancia medida de la punta de la superficie de falla a la corona.
- Ancho de la superficie de falla,  $W_r$ : medido entre los costados de la falla, perpendicular a la longitud total.
- Profundidad de la superficie de falla,  $D_r$ : profundidad máxima de la superficie de falla debajo de la superficie natural original del terreno antes de fallar, medida perpendicularmente a la superficie natural original.
- Longitud del material desplazado,  $L_d$ : distancia medida de la base a la punta.
- Ancho del material desplazado,  $W_d$ : medido perpendicularmente a la longitud del material desplazado.
- Profundidad del material desplazado,  $D_d$ : profundidad máxima medida perpendicularmente a la superficie del material desplazado.
- Longitud total,  $L$ : distancia medida de la base de la falla a la corona.

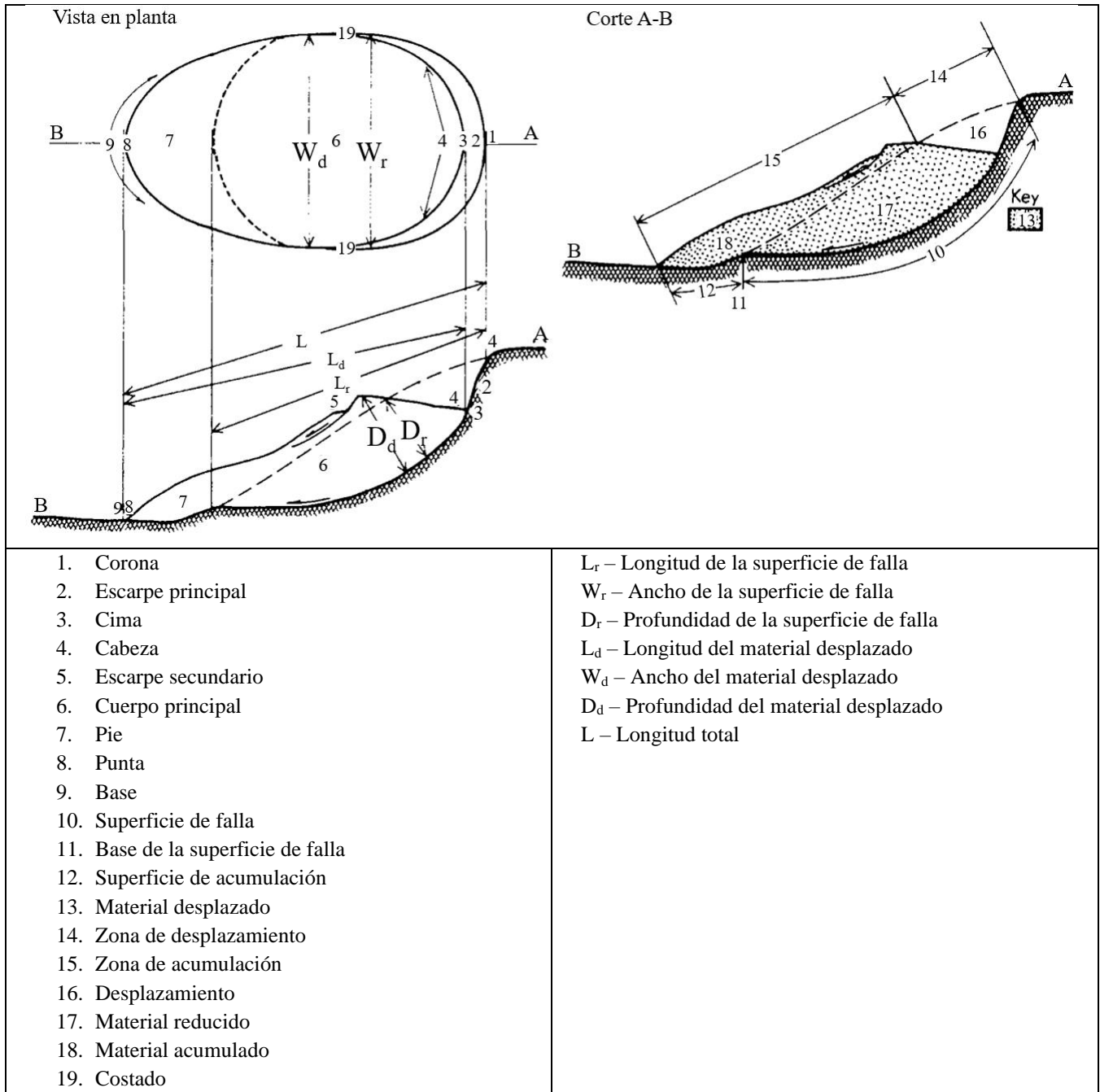


Figura 2.2. Nomenclatura para fallas de taludes (IAEG Comission on Landslides, 1990).

La estabilidad de un talud debe ser tal que garantice que no se llegue a la falla de este, sin embargo, existen varios eventos que pueden definir una inestabilidad en el material térreo que representan diversos tipos de falla en los taludes. De acuerdo con el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE), un desempeño no satisfactorio para un talud se puede presentar en las siguientes maneras distintas (U.S. Army Corps of Engineers, 2003):



- a. Falla por cortante, donde se presenta deslizamiento de una porción del material que conforma a la estructura. Convencionalmente y a manera de simplificación del problema, se considera que esta falla se sucede a lo largo de una superficie definida; sin embargo, se ha observado que en realidad el fenómeno de falla se presenta en una zona de espesor considerable. Otra simplificación usual en la caracterización de este tipo de fallas es la de suponer que la superficie en la que se presenta define una forma circular cuando se observa desde un corte perpendicular a la dirección de la falla, pero es importante destacar que la geometría de la superficie de falla puede formarse de geometrías planas y arcos de circunferencia cuando se presentan planos de debilidad en el material.
- b. Caídos de material o desmoronamiento, que consiste en una falla por cortante del material superficial que forma el talud, provocando que porciones de él caigan a lo largo del cuerpo. Esta falla es ocasionada por falta de mantenimiento porque no afecta estructuralmente al talud; sin embargo, de no corregirlas, pueden generar fallas más grandes que podrían comprometer la estabilidad.
- c. Deformación excesiva, que se presenta en suelo cohesivos debido a la carga aplicada. Para evitar este tipo de falla, se debe estudiar a detalle la relación esfuerzo-deformación del material durante la etapa de diseño.
- d. Licuación, que es la reducción o pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante por excesos en la presión de poro debidos a acciones dinámicas. Este fenómeno se presenta principalmente en arenas sueltas con contenido de finos menor al 20%.
- e. Erosión interna (*piping*), presentada cuando los gradientes hidráulicos entre la corona y el pie del talud son grandes y ocasionan que las partículas de suelos sufran desplazamientos.
- f. Otros tipos de movimientos, entre los que se incluyen caídas de rocas y bloques, flujo o una combinación de ellos. Es importante destacar que estos fenómenos no se rigen por la resistencia al esfuerzo cortante.

La correcta evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante es fundamental entonces para el análisis de estabilidad de un talud, por lo que durante las etapas de muestreo y ensaye del material se deben realizar observaciones que contribuyen a la correcta interpretación de los resultados esperados en campo. Para análisis durante la etapa de construcción se recomienda (U.S. Army Corps of Engineers, 2003) utilizar la resistencia al corte drenada asociada a esfuerzos efectivos para suelos permeables y la resistencia al corte no drenada asociada a esfuerzos totales para suelos de baja permeabilidad; la medición de la presión de

poro en la masa del talud se puede realizar por medio de procedimientos analíticos como de presión hidrostática cuando no existe flujo o un análisis en estado estacionario cuando se presenta flujo.

## 2.2 Métodos de análisis

Cualquier modelo utilizado para calcular la estabilidad debe tomar en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad: geometría, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas, flujo de agua, propiedades de los suelos, etc. para poder plantear una posible superficie de falla, que puede ser definida como plana, circular, logarítmica, parabólica o una combinación de ellas. Otro aspecto relevante relativo a las condiciones de campo es La combinación de esos factores, cuya correcta determinación depende de las buenas prácticas en campo o, en el caso de las suposiciones del análisis, del criterio ingenieril, ha llevado a que se generen varias alternativas de solución para determinar la estabilidad de un talud.

Existen varios métodos de análisis para evaluar la estabilidad de taludes y se pueden dividir principalmente en métodos de tablas, métodos por equilibrio límite y métodos numéricos.

Los métodos de tablas son soluciones que se utilizan para obtener un factor de seguridad rápido pero preliminar, ya que tienen varias limitaciones en cuanto a las diferentes condiciones de análisis (flujo, cargas externas, inclinaciones, materiales). Una limitante importante de estos métodos es que su solución está supuesta para taludes simples homogéneos.

La primer tabla para estabilidad de taludes fue desarrollada por Taylor (Taylor, 1948) y se aplica únicamente para realizar análisis en términos de esfuerzos totales, por lo tanto, no considera presiones de poro. Esto quiere decir que es un método que se puede aplicar cuando se tiene un talud de material homogéneo en condiciones secas.

A partir de esta solución, se desarrollaron otras por Bishop y Morgenstern en 1960 (Bishop & Morgenstern, 1960), Hunter y Schuster en 1971 (Hunter & Schuster, 1971) y Janbu (Janbu, Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters, 1954). Existe también una solución publicada por Hoek y Bray (Wyllie & Mah, 2005), denominada ábacos de estabilidad y son gráficas para obtener el factor de seguridad para taludes bajo diferentes tipos de flujo, en función de la altura del talud y el peso volumétrico, cohesión, ángulo de fricción interna del material.

Como complemento a las soluciones anteriores, se generaron los métodos de estabilidad por equilibrio límite, que son tal vez el tipo de análisis más utilizado para evaluar la estabilidad ya que proveen facilidades para considerar acciones externas (sismo, flujo, cargas) en el análisis del equilibrio. Estos métodos varían la consideración de fuerzas internas en el talud, pero, en general, utilizan dovelas, que son secciones del terreno, para evaluar el equilibrio entre ellas bajo una condición de falla circular o de otro tipo de curva.

Este tipo de acercamiento al problema de estabilidad la propuso Fellenius en 1927 (Fellenius, 1927) y asume superficies de falla circulares, dividiendo el área de falla en secciones verticales conocidas como “dovelas”, entre las que se plantea el equilibrio mediante una suma de fuerzas entre cada uno de los elementos. En este método, las fuerzas actuantes para cada dovela son el peso y las fuerzas resistentes son la cohesión y fricción y las fuerzas de presión de tierras y cortante.

La crítica más fuerte al método de Fellenius argumenta que no se consideran las fuerzas de fricción entre cada dovela y que únicamente es aplicable a superficies de falla circulares, aspectos que sí son tomados en cuenta en las soluciones de Bishop (Bishop A. W., 1955) y Janbú (Janbu, Slope Stability Computations, 1973), respectivamente.

Existen también metodologías que combinan antecedentes de otros métodos; por ejemplo, el método propuesto por Morgenstern y Price (Morgenstern & Price, 1965) evalúa los métodos de Janbú (que trabaja con equilibrio de fuerzas) y de Bishop (que trabaja con equilibrio de momentos) simultáneamente y busca la cuña de falla que garantiza el equilibrio bajo estos dos criterios; de esta manera, se puede garantizar el equilibrio de momentos, fuerzas horizontales y fuerzas entre las dovelas.

Finalmente, se encuentra la solución más reciente a este problema, el análisis por elementos finitos. Este es utilizado ampliamente al evaluar las deformaciones en la masa de suelo del talud, ya que los otros métodos no proveen esta solución. Además, es una solución popular para evaluar las condiciones sísmicas del sitio, ya que la solución que ofrece el método de equilibrio límite es un análisis pseudoestático que se encuentra limitado por sus hipótesis iniciales.

El método de los elementos finitos aplicado a taludes fue introducido por primera ocasión por Clough y Woodward en 1967 (Clough & Woodward, 1967). La esencia del método consiste en dividir la masa de suelos en elementos discretizados que se encuentran unidos por nodos y bordes definidos con propiedades de rigidez y bajo condiciones de esfuerzo, que puede consistir en el peso propio del material o cargas

externas. Mediante este método, se pueden conocer las deformaciones individuales de cada elemento discretizado, por lo que el mecanismo de falla se produce de una manera gradual y localizada. En este método se busca la compatibilidad entre cuatro aspectos para cualquier elemento discretizado: equilibrio, compatibilidad de deformaciones, ecuaciones constitutivas del material y condiciones de frontera.

Las limitaciones de este método radican principalmente en la caracterización del material modelado y de su modelo constitutivo, ya que estas dos decisiones de modelado regirán el comportamiento general del sistema. Además, se debe considerar que es un método que requiere de un número importante de operaciones, por lo que se debe hacer uso de computadoras para poder aplicarlo, esto implica además que las condiciones iniciales del modelado de los elementos discretizados (tamaño, número de nodos, geometría) afecta directamente al tiempo de cálculo del método.

### 2.3 Evaluación de la estabilidad

Para evaluar la estabilidad de un talud, se utiliza comúnmente el factor de seguridad, propuesto inicialmente por Fellenius (Fellenius, 1927), que evalúa la relación entre la resistencia al corte real y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla.

$$FS = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al cortante}}$$

Debido a la incertidumbre en la obtención de los parámetros, las condiciones propias de cada sitio de estudio, las variaciones climáticas, importancia de la obra, etc., se han publicado varios criterios para evaluar el diseño que garantizará el comportamiento correcto del talud durante su operación. Dos criterios comúnmente empleados se presentan en la Tabla 2.1 y la Tabla 2.2.

Tabla 2.1. Factores de seguridad mínimos para excavaciones superficiales (Comisión Federal de Electricidad, 2017)

Condición	FS (mínimo)
Peso propio	2.0
Peso propio más presión hidrostática	1.5
Peso propio más sismo	1.1

Tabla 2.2. Factores de seguridad mínimos recomendados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. (U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

<b>Analysis Condition<sup>1</sup></b>	<b>Required Minimum Factor of Safety</b>	<b>Slope</b>
End-of-Construction (including staged construction) <sup>2</sup>	1.3	Upstream and Downstream
Long-term (Steady seepage, maximum storage pool, spillway crest or top of gates)	1.5	Downstream
Maximum surcharge pool <sup>3</sup>	1.4	Downstream
Rapid drawdown	1.1-1.3 <sup>4,5</sup>	Upstream

### 3 Sitio de estudio

La región analizada en este trabajo se ubica en el noroeste del estado de Chiapas, México, en el municipio de Ostucán, a aproximadamente 6 kilómetros al suroeste de la cabecera municipal (coordenadas geográficas). Dentro del contexto del Complejo Hidroeléctrico Grijalva, se ubica a aproximadamente 31 kilómetros al noreste de la cortina de la Central Hidroeléctrica (C.H.) Nezahualcóyotl (Presa Malpaso) y a aproximadamente 12 kilómetros al sureste de la cortina de la C.H. Ángel Albino Corzo (Presa Peñitas). La ubicación de la región de estudio se presenta en la Figura 3.1.

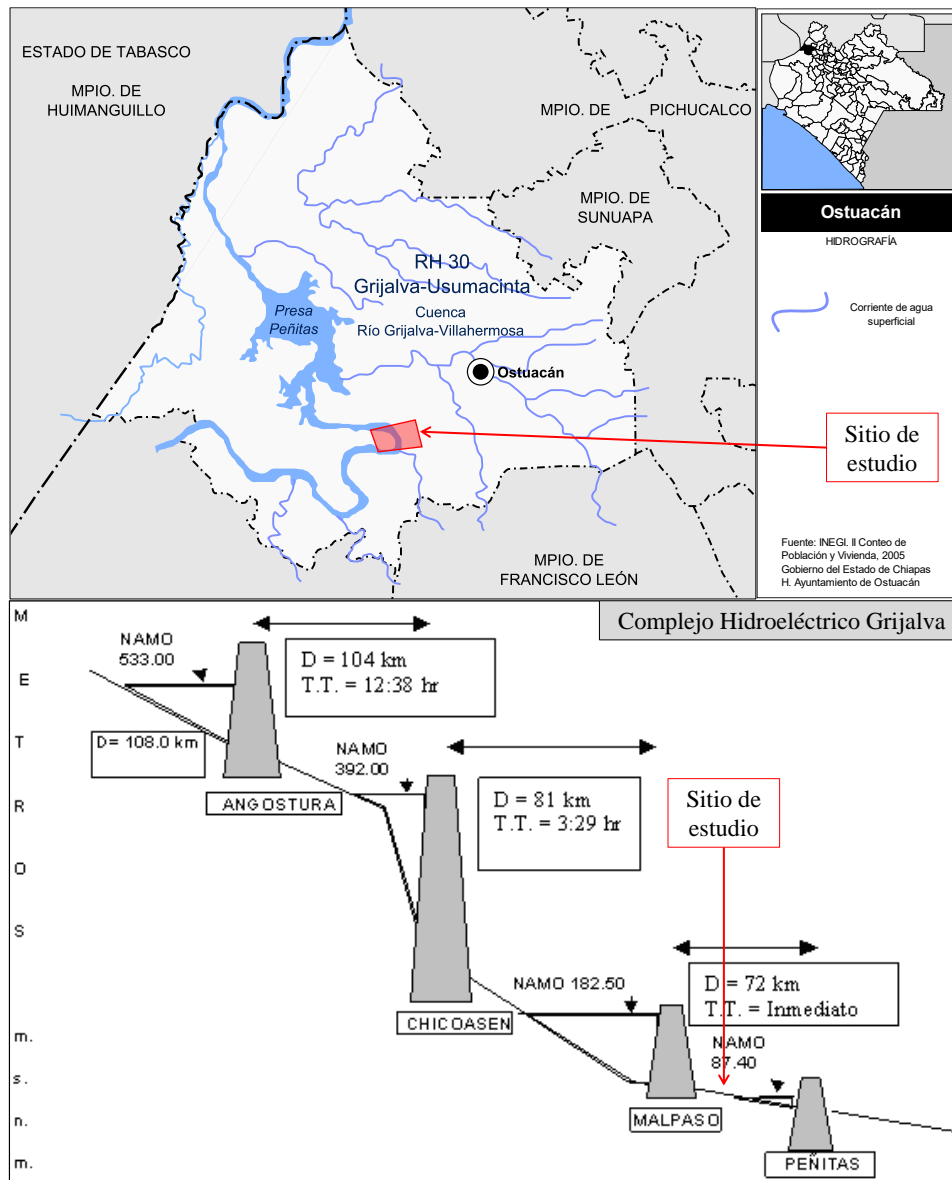


Figura 3.1. Localización del sitio de estudio (Battroid, 2008); (Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2010).

### 3.1 Geología regional y del sitio de estudio

La región de estudio está formada por rocas sedimentarias de la parte media y superior del terciario, con rocas lutitas limosas blandas de color pardo claro en capas estratificadas de 10 a 30 centímetros, subyacidas por capas con mayor contenido de arcillas de color gris oscuro, de mayor compacidad y dureza y con espesores desde 30 centímetros hasta 1 metro, intercaladas con capas de arcilla franca y expansiva; la secuencia de lutitas y areniscas en esta región tiene un espesor que supera los 2 000 metros (Comisión Federal de Electricidad, 2008). En la Figura 3.2 se presenta una columna estratigráfica de la región comprendida entre las Presas Peñitas y Malpaso, donde está ubicado el sitio de estudio.

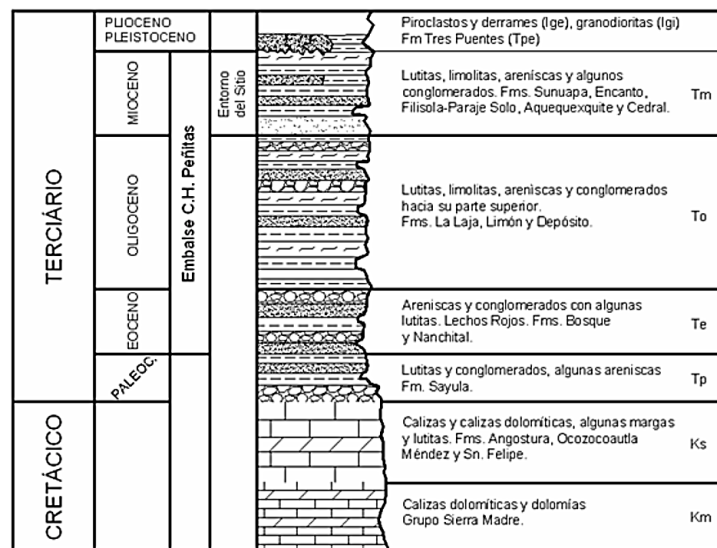


Figura 3.2. Columna estratigráfica regional (Comisión Federal de Electricidad, 2008).

Las estructuras geológicas que se encuentran en la región de estudio son anticlinales y sinclinales alineados este-oeste y conformados por la secuencia de areniscas, areniscas conglomeráticas y lutitas, con echados entre 8° y 10° (Comisión Federal de Electricidad, 2008). Algunas de estas estructuras se observan en la Figura 3.3.

Morfológicamente, el sitio de estudio se compone en general de lomeríos suaves con drenaje dendrítico y se conforma superficialmente por una alternancia de areniscas de grano fino, limolitas y lutitas de color gris oscuro ordenadas en estratos delgados a laminares, que está cubierta por areniscas limosas de color pardo ocre y una capa gruesa de suelo residual color rojizo a marrón. Estructuralmente, el sitio está limitado en la parte norte y sur por dos fallas de desplazamiento lateral, paralelas entre sí, con un rumbo NE 60° SW; la parte noreste del sitio está delimitada por la falla regional La Laja, que es del tipo normal (Comisión Federal de Electricidad, 2008).



Figura 3.3. Extracto de la carta Geológico-Minera E15-8 (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, 2005).

### 3.2 Antecedentes del deslizamiento

El 4 de noviembre de 2007 se presentó un deslizamiento en el sitio de estudio de aproximadamente 55 millones de metros cúbicos de roca y escombros (Jiménez & Dávila Serrano, 2010), formando un tapón del orden de 800 metros de largo en el cauce del río Grijalva y ocasionando una ola de aproximadamente 50 metros de altura que arrasó con el poblado de Juan del Grijalva y tomando la vida de 20 personas (Comisión Federal de Electricidad, 2008). Este deslizamiento se ha catalogado por varias autoridades como el más importante en la historia de México por su magnitud, afectación a la población de Juan del Grijalva y amenaza a la operación y funcionamiento del Complejo Hidroeléctrico Grijalva.

De acuerdo con el informe presentado por la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), la falla se clasificó como un deslizamiento de un bloque de roca constituido por areniscas y lutitas que se deslizó a través de una capa de lutita de baja resistencia al corte (el plano de falla se identificó con una inclinación de 8° a 10° y buzamiento hacia el cauce del río, mostrado en el mecanismo de falla de la FIGURA). El mecanismo de falla se desarrolló como



consecuencia de una variación en el nivel del agua en el plano de falla por lluvias continuas en la región (Comisión Federal de Electricidad, 2008). Mediante un modelo de flujo transitorio con el programa *PlaxFlow*, se corroboró que el nivel de saturación que alcanzó el material gracias al patrón e intensidad de precipitación fue el responsable del decremento de los parámetros de resistencia (cohesión) del material de la ladera (Mora Ortiz & Rojas González, 2012).

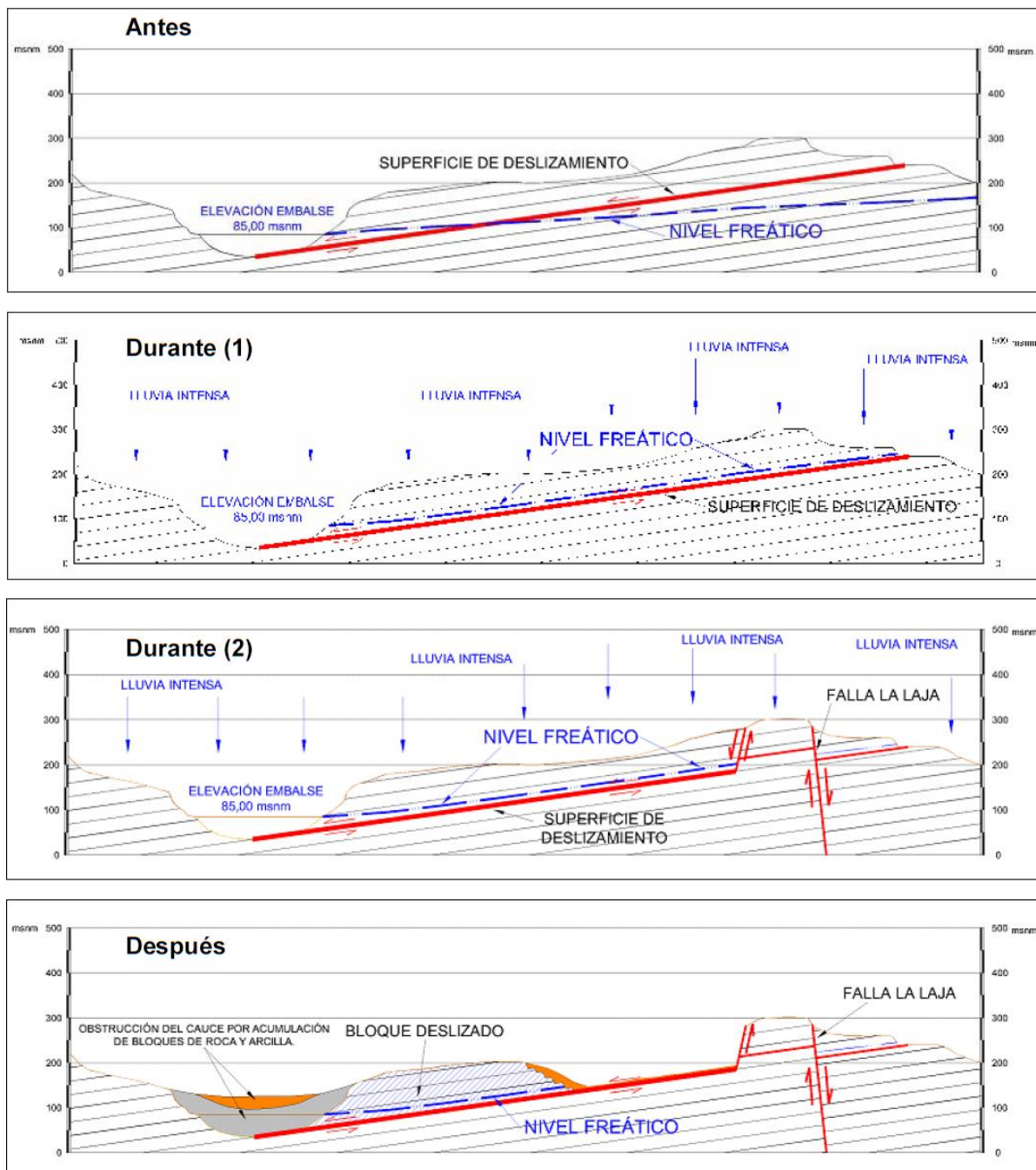


Figura 3.4. Mecanismo de falla del deslizamiento (Comisión Federal de Electricidad, 2008)

### 3.3 Exploración y trabajos en el sitio

Como parte de los estudios realizados por la GEIC para el deslizamiento del 2008 (Comisión Federal de Electricidad, 2008), se realizó una campaña de exploración que consistió en 10 barrenos distribuidos en el sitio de estudio y una línea de exploración geofísica perpendicular al cauce del río con el objetivo de realizar una caracterización geotécnica de los materiales en el sitio para poder estudiar el mecanismo de falla del deslizamiento y proponer una solución al taponamiento ocasionado mediante la construcción de un canal que restituyera el flujo de agua.

La caracterización mecánica de los materiales encontrados en el sitio se realizó por medio de pruebas de resistencia a la compresión simple realizadas en especímenes de los materiales identificados; en la Figura 3.5 se muestran imágenes de los tipos de materiales ensayados para la caracterización mecánica, observando que la secuencia de areniscas y lutitas superiores, producto del deslizamiento, se presenta sensiblemente homogénea, al igual que el material de la lutita alterada (material que ocasionó el deslizamiento).

Los resultados de la campaña de exploración y de las pruebas mecánicas en laboratorio se vertieron en un modelo geológico conceptual del bloque deslizado que se utilizó para evaluar la estabilidad en las diferentes etapas de excavación del canal. Este modelo geotécnico propuesto por la GEIC se presenta en la Figura 3.6 y los parámetros de resistencia para cada material se presentan en la Tabla 3.1.

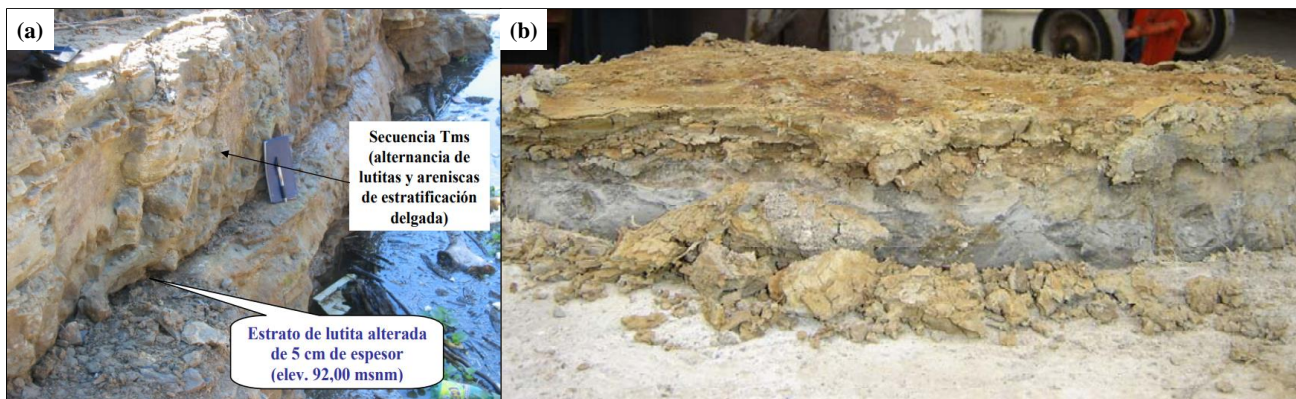


Figura 3.5. (a) Tipo de materiales ensayados en pruebas de compresión simple y (b) lutita alterada, similar a la del plano de falla (Comisión Federal de Electricidad, 2008).

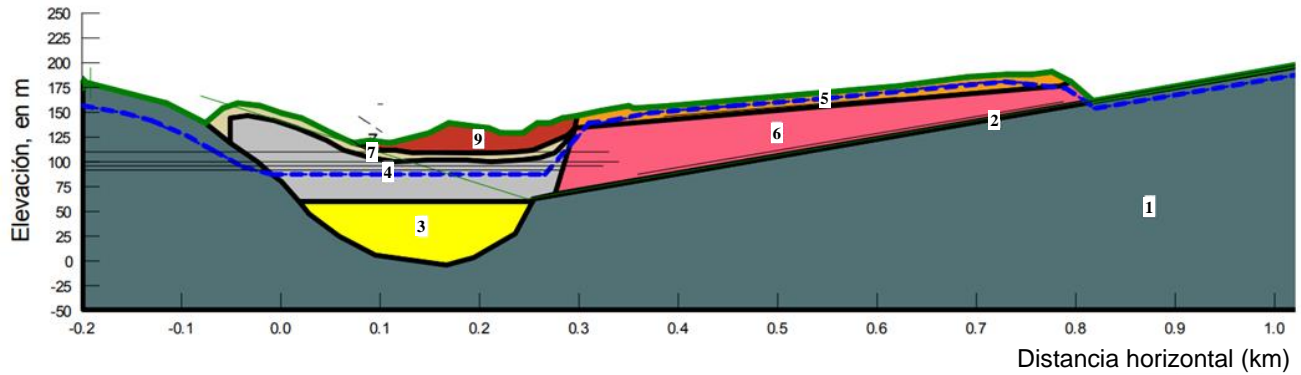


Figura 3.6. Modelo geotécnico del deslizamiento (Comisión Federal de Electricidad, 2008).

Tabla 3.1. Parámetros geotécnicos de los materiales en el deslizamiento (Comisión Federal de Electricidad, 2008).

Descripción de los materiales	C (kPa)	$\phi$	PV (kNw/m <sup>3</sup> )
1.Lutitas y areniscas superiores	100	34	22
<b>2.Lutita alterada en la zona de falla</b>	<b>5</b>	<b>12.9</b>	<b>19</b>
3.Aluvión	10	40	21
4. Enrocamiento limpio en cauce (fragmentos de lutitas y areniscas producto del deslizamiento en escasa matriz de arenas y gravas )	5	36	19
5.Suelo residual recolocado y bandeado con tractor	10	25	18.5
6.Lutitas y areniscas después de falla (en laderas)	10	32	20
7.Suelo residual en zona de falla (en ladera)	20	15	17.5
8.Suelo residual removido en cauce	50	1°	17

## 4 Análisis de la estabilidad

### 4.1 Metodología empleada

La evaluación de la estabilidad en toda la zona de análisis se realizó por medio de secciones bidimensionales, de las cuales se utilizó la sección crítica (aquella que presentó el menor factor de seguridad para el análisis estático) para evaluar las condiciones de flujo de agua y sismo bajo un análisis pseudoestático. Una vez conocidos los factores de seguridad para estas condiciones, se realizó el análisis por el método del elemento finito para estimar la distribución de esfuerzos en el medio y utilizar dichos resultados para evaluar la estabilidad por equilibrio límite; adicionalmente, se realizó el análisis de reducción de parámetros para validar las superficies de falla encontradas. En la Figura 4.1 se presenta la secuencia de cálculo descrita.

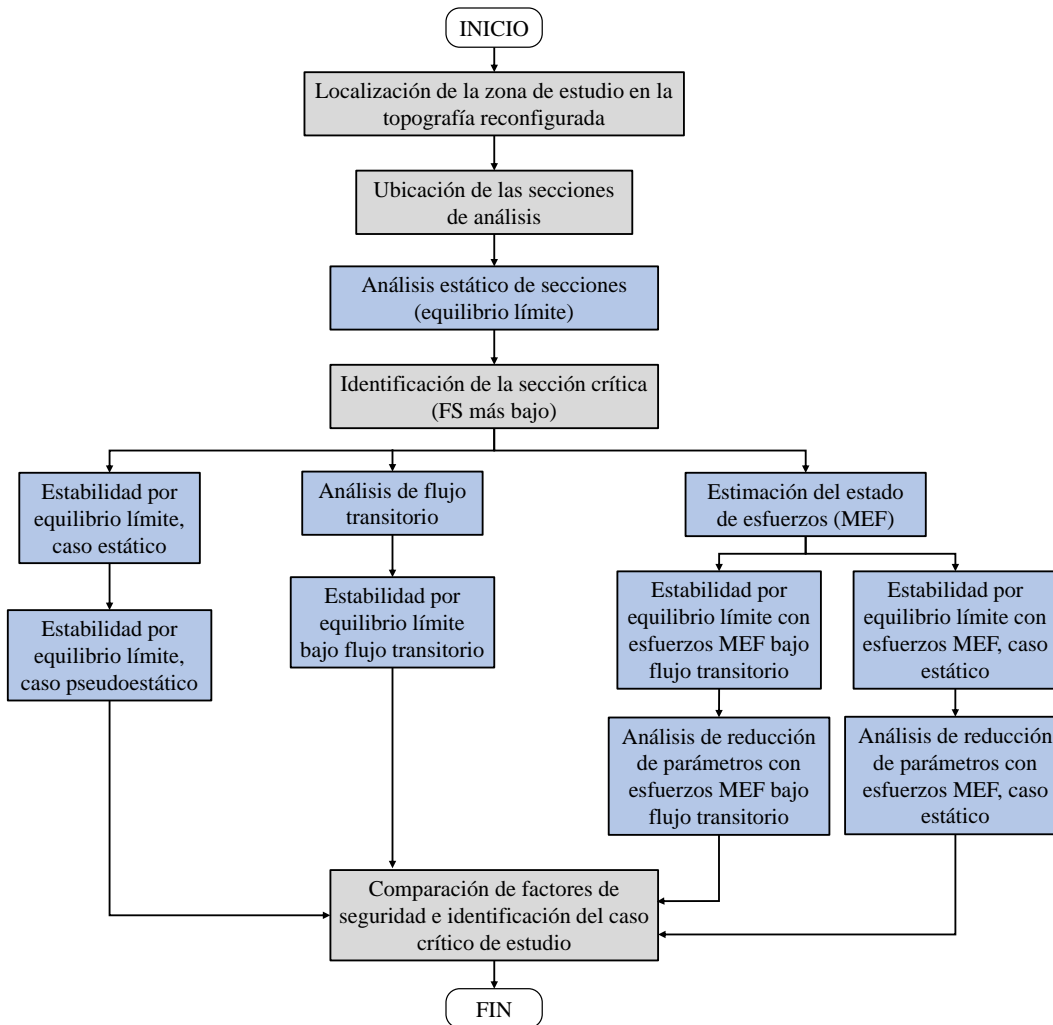


Figura 4.1. Diagrama de flujo para la metodología empleada.

## 4.2 Geometría del modelo

La topografía de las secciones analizadas se obtuvo a partir de la carta topográfica publicada por el INEGI (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, 2008), que se actualizó después del evento del deslizamiento, por lo que presenta la topografía reconfigurada. En la Figura 4.2 se indica la ubicación del sitio de estudio en la carta topográfica.

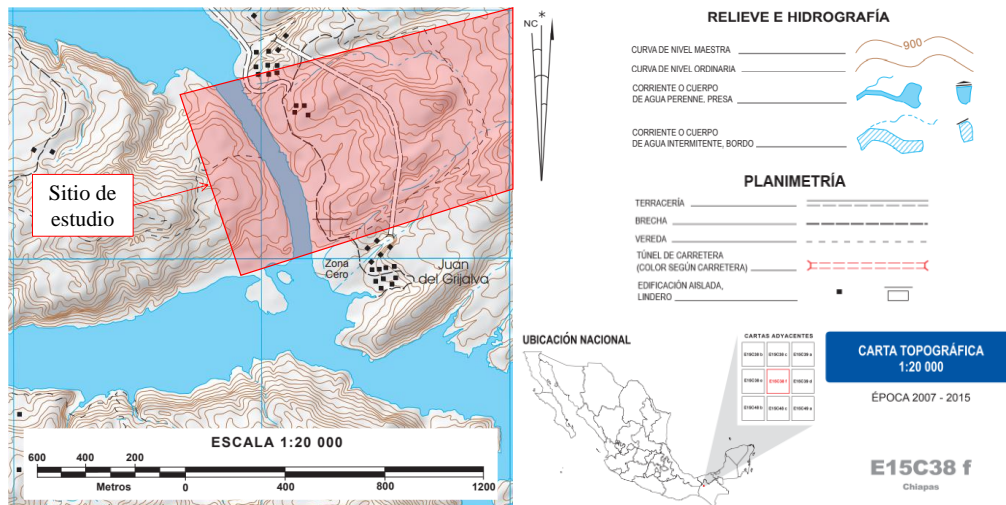


Figura 4.2. Extracto de la carta topográfica E15C38 f (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, 2008).

La estabilidad de la ladera se evaluó mediante análisis de equilibrio límite y elementos finitos en el plano, discretizando el volumen que comprende la ladera en 13 secciones de corte con el fin de identificar cuál es la topografía más desfavorable para la estabilidad. En la Figura 4.3 se presenta el trazo de las secciones de análisis propuestas y que fueron analizadas por equilibrio límite en condiciones estáticas para identificar cuál presenta el menor factor de seguridad e identificarla como la sección crítica.

Con la información de la carta topográfica de la zona se generó de un modelo digital de elevaciones (DEM) para extraer el perfil de elevación de cada uno de los cortes propuestos. Esta rutina se llevó a cabo con la función *TIN Interpolation* del sistema de información geográfica *QGIS*, donde se forma una superficie de triángulos cuyos vértices heredan la elevación de los puntos que conforman las curvas de nivel, generando un modelo de elevación no suavizado, pero con la precisión suficiente para el análisis de estabilidad; a partir del DEM generado, la topografía de las secciones de análisis se extrajo con la herramienta *Profile Tool Plugin* (Jurgiel & Verchere, 2012) desarrollada para el mismo programa que genera la topografía de un corte (en coordenadas de distancia y elevación) a partir de la superficie vectorial previamente generada (superficie TIN).

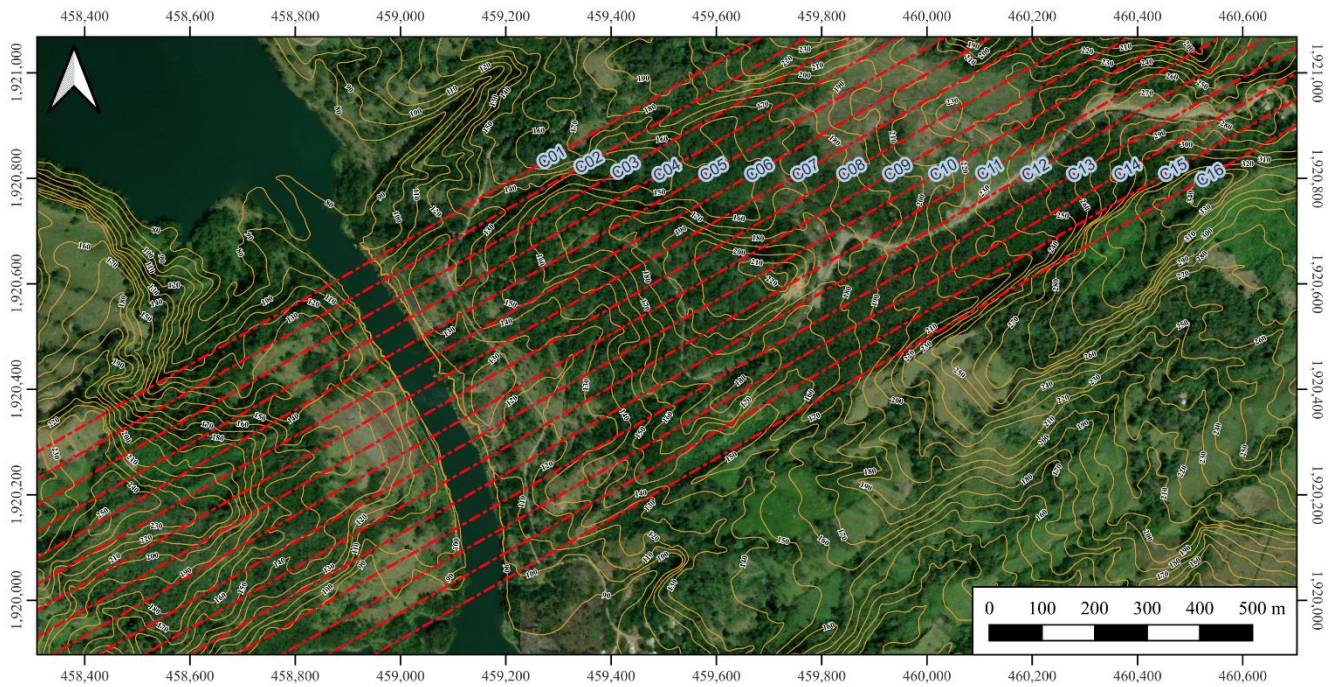


Figura 4.3. Trazo de las secciones de análisis en el sitio de estudio.

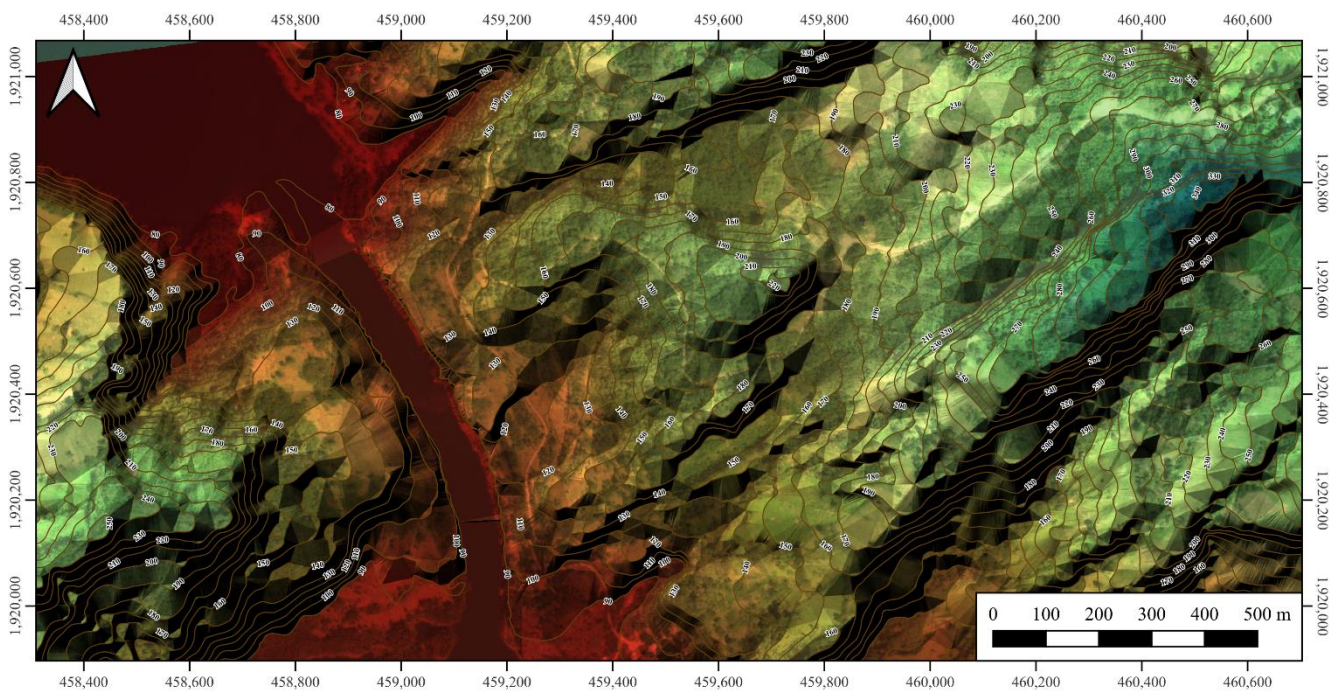


Figura 4.4. Modelo digital de elevación generado para el sitio de estudio.

Debido a que la carta topográfica utilizada no presenta elevaciones del fondo del río, la topografía de las secciones presenta erróneamente un abrupto cambio de elevaciones en las márgenes del río. Sin embargo, se sabe que la recalificación del río realizada por la CFE en las obras del 2008 al 2009 implicó la

excavación de bermas con pendientes definidas, por lo que se pudo modificar la topografía de cada sección para incluir la geometría del lecho del río.

En la Figura 4.5 se presenta a manera de ejemplo la geometría de elevación con la corrección del lecho del cauce para una de las secciones de análisis utilizada para el modelo.

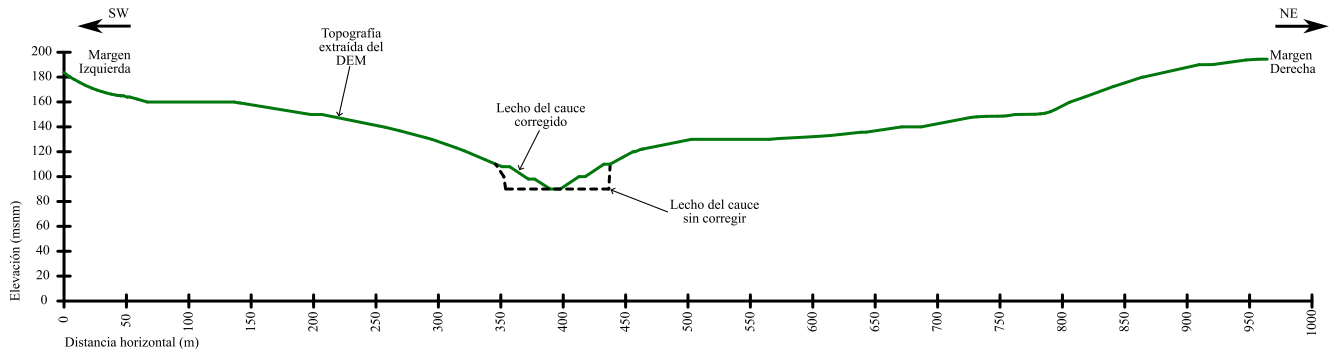


Figura 4.5. Perfil de elevación para una de las secciones analizadas.

### 4.3 Modelo geotécnico

Para este trabajo, la reevaluación de estabilidad de la ladera se analizó utilizando los parámetros de resistencia obtenidos por la GEIC (Tabla 4.1). Para discretizar el medio, se tomó como frontera principal entre materiales el plano de falla formado por la lutita de baja resistencia, localizándolo con una inclinación de  $10^\circ$  (valor más desfavorable) y partiendo del material aluvial (ubicado en el fondo del cauce de la configuración topográfica del sitio previa al deslizamiento del 2007), con un espesor aproximado de 0.5 metros (Arvizu Lara, 2009).

Tabla 4.1. Parámetros de resistencia para los materiales modelados.

Material	Nombre asignado en el modelo	Peso volumétrico ( $\text{kN/m}^3$ )	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción interna ( $^\circ$ )
Lutitas y areniscas después de falla (en laderas)	SUPERIOR	20	10	32.0
Lutita alterada en zona de falla	LUTITA	19	5	12.9
Areniscas y lutitas inferiores	INFERIOR	22	80	35.0
Aluvión	ALUVIÓN	19	5	35

Los parámetros mecánicos de los materiales utilizados para este modelo geotécnico se basaron en los utilizados durante el proyecto de recanalización del cauce del río por la GEIC, utilizando los parámetros de resistencia para la secuencia de lutitas y areniscas superiores, la lutita alterada en la zona de falla, la serie de areniscas y lutitas inferiores y el aluvión (Tabla 3.1). A manera de ejemplo, en la Figura 4.6 se presenta el modelo geotécnico asignado a una de las secciones analizadas, donde se observa que se tomó la lutita alterada (en rojo) como frontera entre los materiales, ubicando por encima de este plano al material previamente deslizado y con parámetros de resistencia inferiores a los asignados a las areniscas y lutitas inalteradas (material inferior).

La relación de Poisson,  $\nu$ , se asignó a cada material del modelo a partir de datos estadísticos específicos para lutitas y areniscas (González, 2002). Con esta suposición del parámetro, se pudo calcular el módulo de elasticidad (módulo de Young),  $E$ , a partir de la relación de Poisson y la velocidad de propagación de la onda de corte,  $V_s$ , que fue determinada a partir de tendidos de refracción sísmica en el sitio de estudio



(Comisión Federal de Electricidad, 2008). En la Tabla 4.2 se presentan los valores asignados de relación de Poisson, velocidad de propagación de onda de corte y módulo de elasticidad, para cada material modelado.

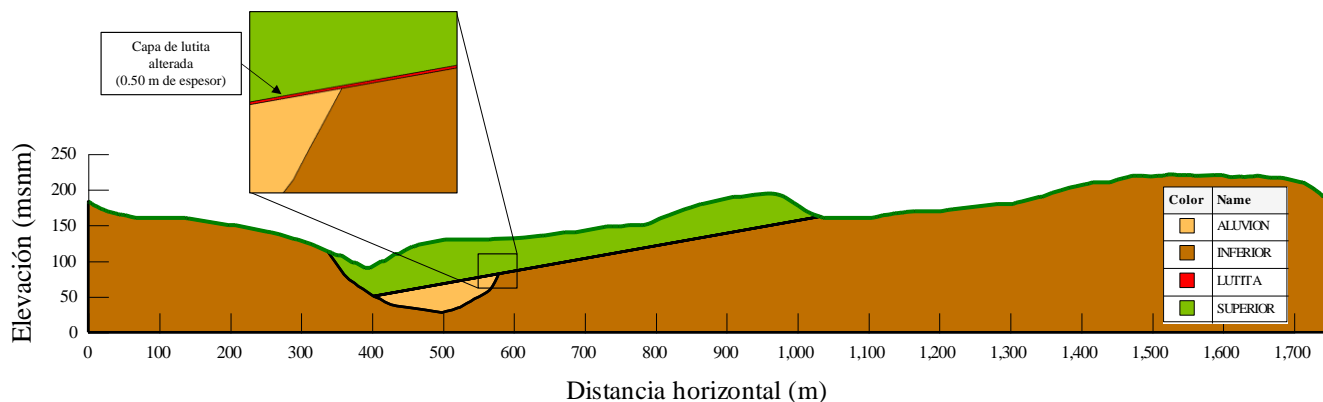


Figura 4.6. Asignación de materiales a una de las secciones analizadas.

Tabla 4.2. Parámetros de deformabilidad para los materiales modelados.

Material	Nombre asignado en el modelo	Relación de Poisson $\nu$	Velocidad de propagación de onda de corte $V_s$ (m/s)	Módulo de elasticidad $E$ (kPa)
Lutitas y areniscas después de falla (en laderas)	SUPERIOR	0.30	800	3 350 000
Lutita alterada en zona de falla	LUTITA	0.40	400	860 000
Areniscas y lutitas inferiores	INFERIOR	0.25	2000	22 000 000
Aluvión	ALUVIÓN	0.45	250	350 000

## 4.4 Análisis por equilibrio límite (EL) bajo diferentes condiciones

### 4.4.1 Peso propio en condiciones estáticas (EL STAT)

Se introdujo la geometría de las 16 secciones topográficas al programa *Geostudio* para hacer la evaluación de la estabilidad por equilibrio límite (EL) en condiciones estáticas (análisis *SLOPE/W*). Este tipo de análisis de equilibrio límite y permite evaluar la estabilidad por varios métodos de cálculo; en los análisis realizados para este problema se utilizó el método de cálculo Morgenstern-Price, que satisface el equilibrio de fuerzas y momentos considerando las fuerzas cortantes que se desarrollan entre las dovelas. Para encontrar el factor de seguridad mínimo se utilizó el método de búsqueda *Grid and Radius*, que combina diferentes centros y radios (definidos por el usuario) para calcular el equilibrio de varias superficies circulares de falla; además, se incluyó el análisis de optimización de la superficie de falla con el menor factor de seguridad, que discretiza la superficie circular en segmentos rectos y varía la dirección de cada segmento para encontrar la superficie de falla no circular con el menor factor de seguridad.

La variación de los resultados de factor de seguridad evaluados por equilibrio límite bajo condiciones estáticas para cada una de las secciones analizadas se presenta en la Figura 4.7, donde se identifica la sección C09 como la crítica para el análisis estático realizado, ya que es la que presenta el círculo de falla con el menor factor de seguridad. En la Figura 4.8 se presenta la variación de los factores de seguridad para las diferentes combinaciones de centros y radios obtenidas con el método de búsqueda *Grid and Radius* para la sección C09 y en el detalle presentado en la Figura 4.9 se observa la geometría de las diferentes superficies de falla circulares analizadas y su factor de seguridad asociado.

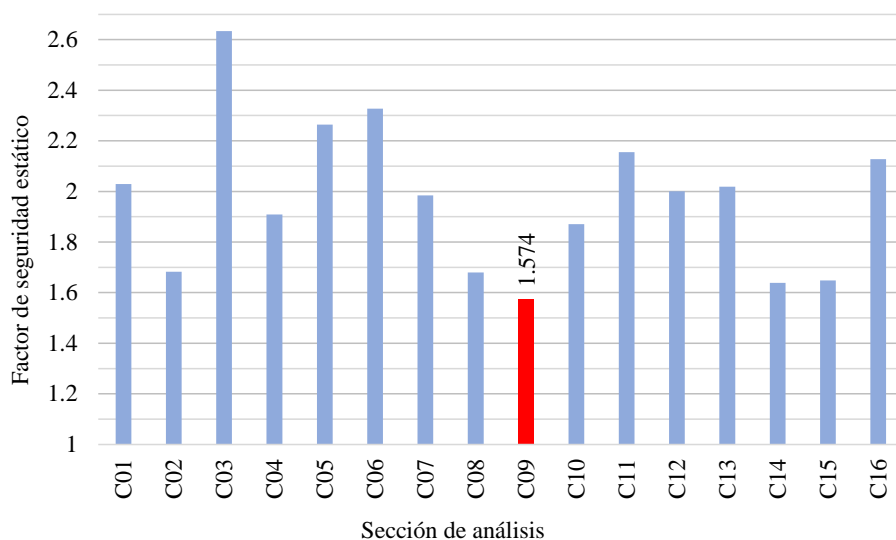


Figura 4.7. Factores de seguridad estáticos obtenidos para cada sección de análisis.

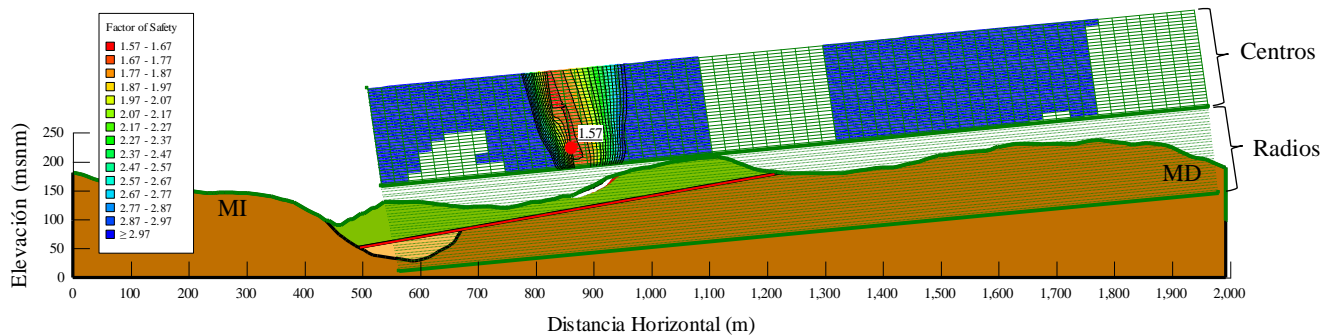


Figura 4.8. Distribución del factor de seguridad estático en la sección C09.

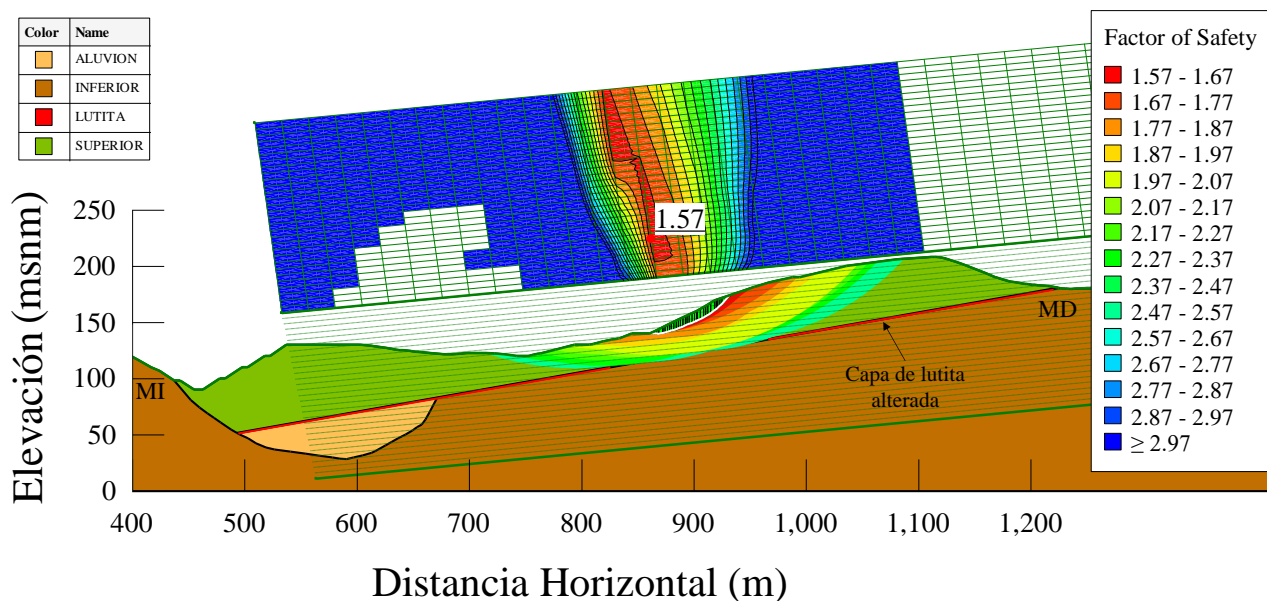


Figura 4.9. Detalle de la distribución del factor de seguridad estático en la sección C09.

A partir del análisis de equilibrio límite en condiciones estáticas, se concluye que la zona identificada con el menor factor de seguridad se ubica en el material SUPERIOR, caracterizado como “lutitas y areniscas después de la falla” (Tabla 4.1) y la superficie de falla crítica se desarrolla únicamente a lo largo de este material. En la Figura 4.9 se observa que cuando la superficie de falla pasa por la capa de lutita alterada (material LUTITA), el factor de seguridad es mayor al crítico, del orden de 2.0.

El desarrollo de la superficie de falla crítica se asocia a zonas con un incremento en la elevación de la topografía en la parte superior de la ladera de la margen derecha del cauce, como se muestra en la Figura 4.10.

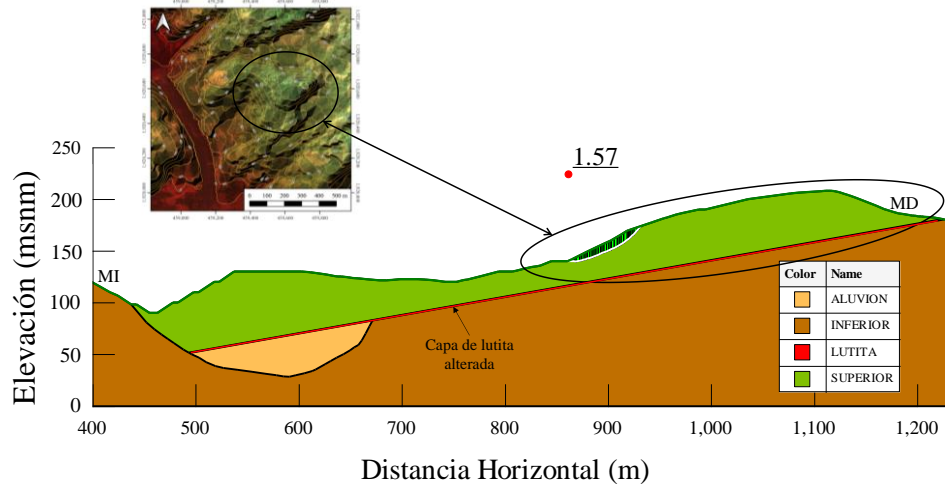


Figura 4.10. Ubicación del incremento en elevación en la parte superior de la ladera.

#### 4.4.2 Peso propio bajo flujo transitorio (EL FLW)

Para modelar la influencia de la saturación del material inducida por precipitación se recurrió a un modelo de flujo transitorio calculado mediante un análisis *SEEP/W*. Dicho modelo requiere el patrón de flujo en función del tiempo y las propiedades de conductividad hidráulica de los materiales estudiados.

El patrón de flujo, que funciona como condición de frontera, se obtuvo a partir de los registros históricos de precipitación de la estación climatológica más cercana al sitio de estudio, la Estación Las Peñitas (estación 7106 de la Red Nacional de la CONAGUA), ubicada a 5 kilómetros al sur de la cortina de la Central Hidroeléctrica Ángel Albino Corzo y a aproximadamente 8 kilómetros al Noroeste de la zona en estudio (Figura 4.11).



Figura 4.11. Ubicación de la Estación Climatológica 7106 "Las Peñitas".

Del registro histórico de precipitaciones de la Estación Climatológica Las Peñitas, se identificó que la máxima precipitación diaria ocurrió el día 12 de noviembre de 2016, registrando 377.3 mm de precipitación acumulados en el día. Tomando este evento como punto de partida para elegir la tormenta de diseño para el análisis, se introdujeron al modelo de flujo las mediciones de precipitación del 10 de septiembre de 2016 al 26 de noviembre de 2016 como una condición de frontera de flujo variable con el tiempo asignada a la superficie de terreno natural en el modelo. En la Figura 4.12 se presenta la gráfica de variación de flujo respecto al tiempo (simulación de la tormenta de diseño), que fue asignada como condición de frontera en el modelo; adicionalmente, como etapa inicial para el análisis de flujo se modeló el nivel de aguas freáticas en una elevación constante de 100 msnm para toda la longitud de la sección de análisis.

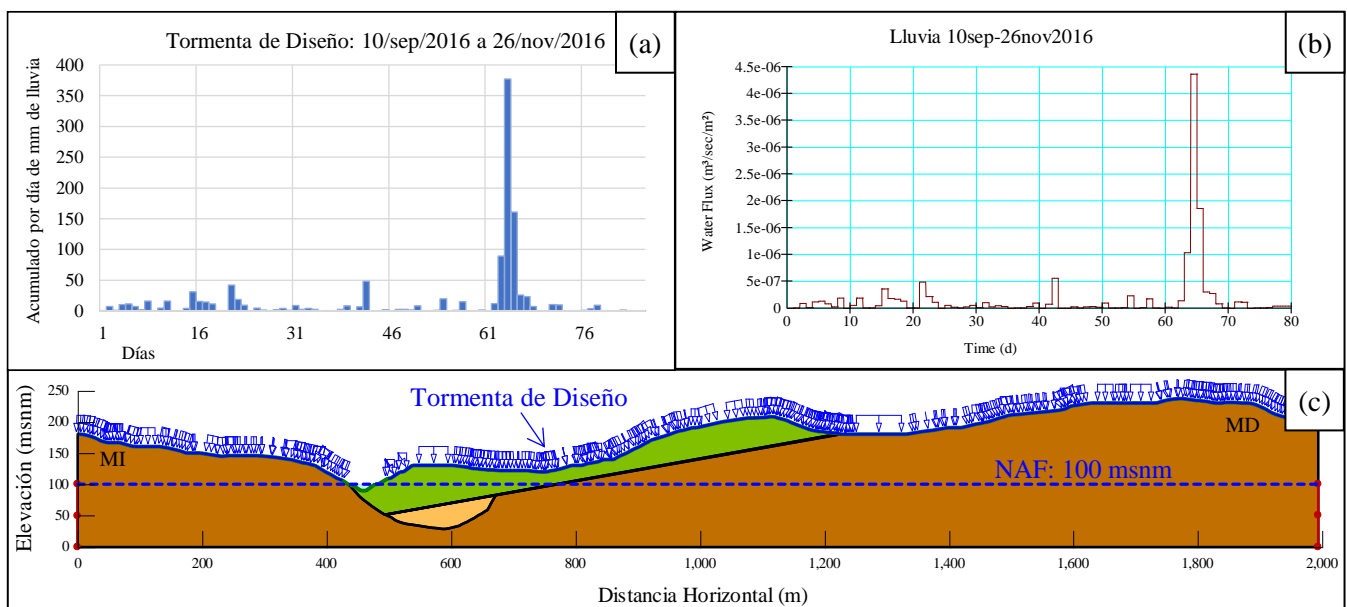


Figura 4.12. (a) Tormenta de diseño en milímetros de precipitación, (b) tormenta de diseño en términos del flujo y (c) asignación de las condiciones de frontera para el análisis de flujo transitorio.

Para los materiales de la zona de estudio, las propiedades de conductividad hidráulica se modelaron con los resultados presentados en (Mora Ortiz & Rojas González, 2012). Tal como se propone en la referencia, los materiales fueron caracterizados con la curva de retención en humedecimiento, obtenida con el método del papel filtro, y un valor de conductividad hidráulica saturada de  $8.95E-07$  m/s (Mora Ortiz & Rojas González, 2012). A partir de estos datos, la variación de la conductividad hidráulica con respecto a la succión del material se estimó utilizando el método de ajuste presentado en (Fredlung, Xing, & Huang, 1994), que se incluye en el programa *SEEP/W*. En la Figura 4.13 se presenta la curva de retención obtenida

por (Mora Ortiz & Rojas González, 2012), el ajuste de la misma curva con el programa *SEEP/W* y la curva de conductividad hidráulica contra succión obtenida.

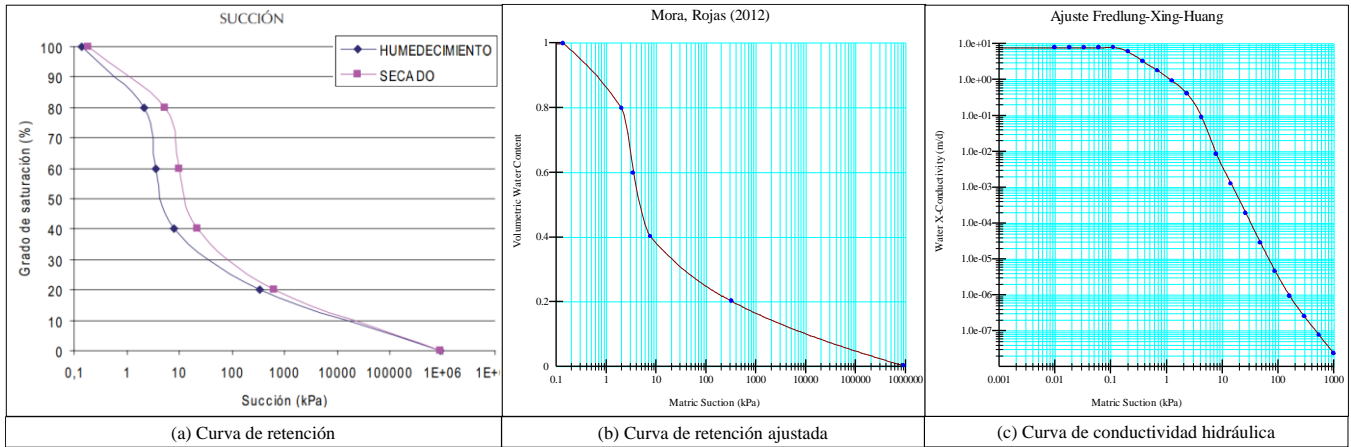


Figura 4.13. Curvas de caracterización del material para el modelo de flujo transitorio.

En la figura se presentan los vectores de flujo (flechas azules) y la variación espacial de la saturación en el modelo bajo las condiciones de precipitación y propiedades del material ya comentadas, resultado del análisis de flujo transitorio con *SEEP/W*.

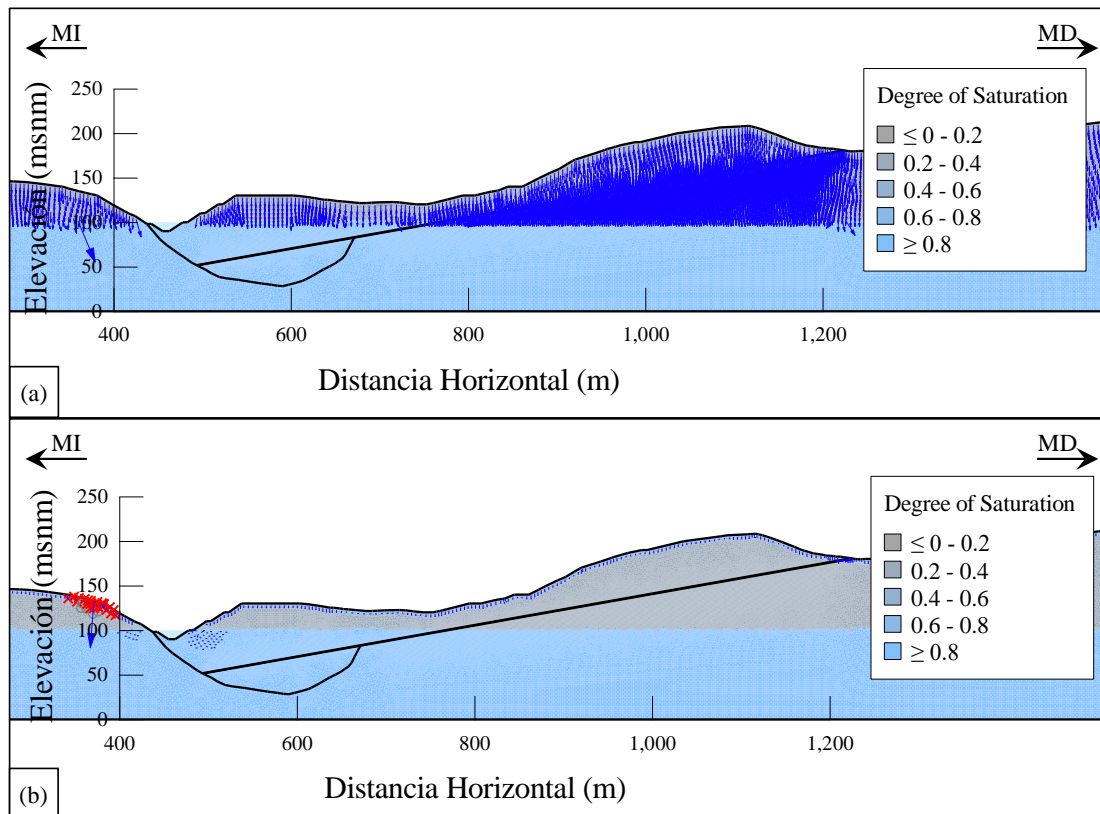


Figura 4.14. Resultados del análisis de flujo transitorio para la tormenta de diseño en diferentes etapas: (a) a 0 días y (b) a 77 días.

Con los resultados del análisis de flujo transitorio, se evaluó el efecto de las fuerzas de filtración en la estabilidad con equilibrio límite. En la Figura 4.15 se presenta el mecanismo de falla encontrado para la condición con flujo, que incluye las fuerzas de filtración generadas por el flujo a través del material. Este análisis resulta en un factor de seguridad de 1.568.

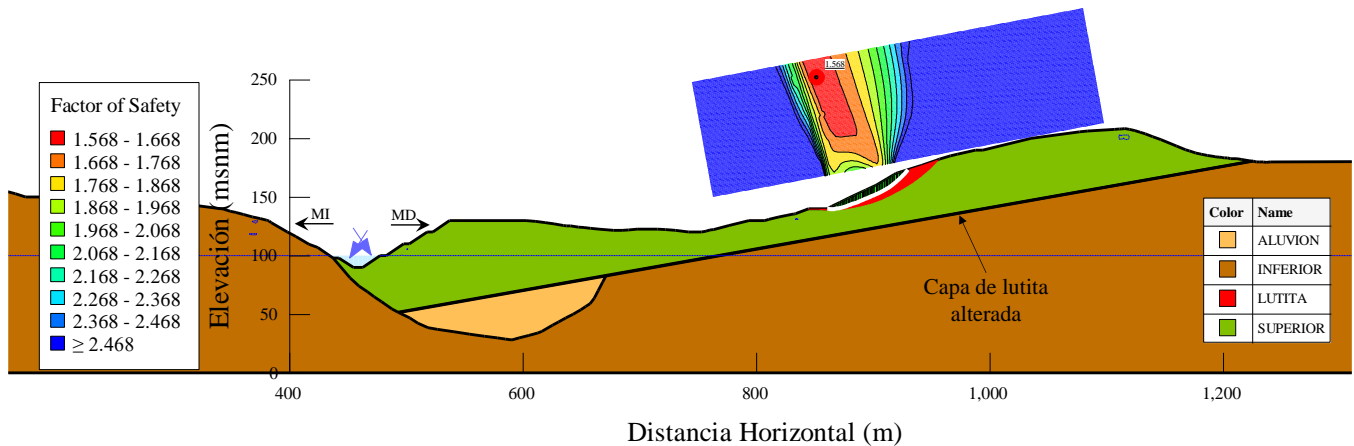


Figura 4.15. Factor de seguridad y mecanismo de falla para la condición con flujo transitorio.

#### 4.4.3 Peso propio con sismo (EL SISMO)

Para incluir las fuerzas inducidas por un evento sísmico, se recurrió a la aceleración basal registrada en el programa PRODISIS (Instituto de Investigaciones Eléctricas; Comisión Federal de Electricidad, 2015) para la zona de estudio, que reporta una aceleración de  $114.03 \text{ cm/s}^2$ , equivalente a un coeficiente sísmico de 0.116.

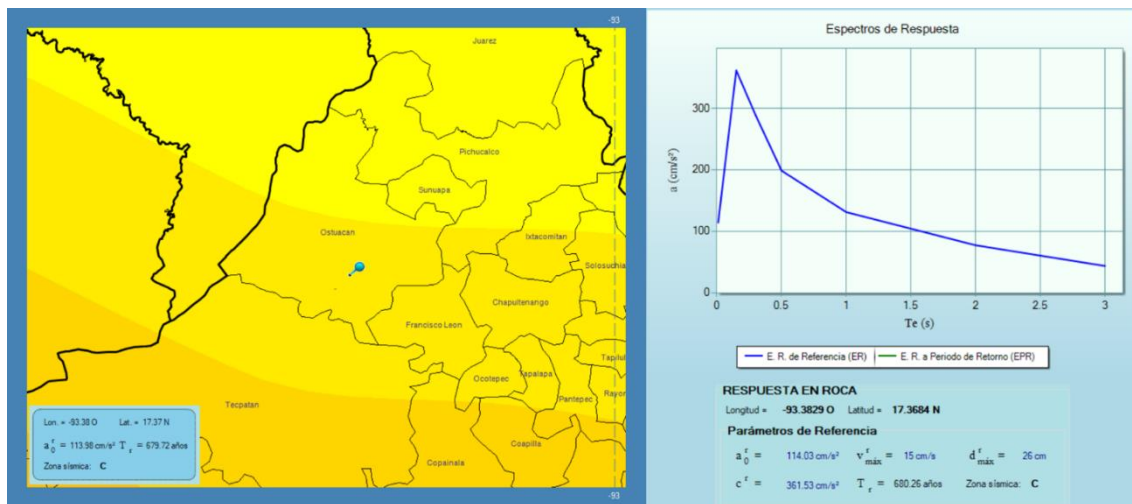


Figura 4.16. Parámetros sísmicos para el sitio de estudio (Instituto de Investigaciones Eléctricas; Comisión Federal de Electricidad, 2015).

En la Figura 4.17 se presenta el mecanismo de falla encontrado para el análisis pseudoestático, resultando en un factor de seguridad de 1.215.

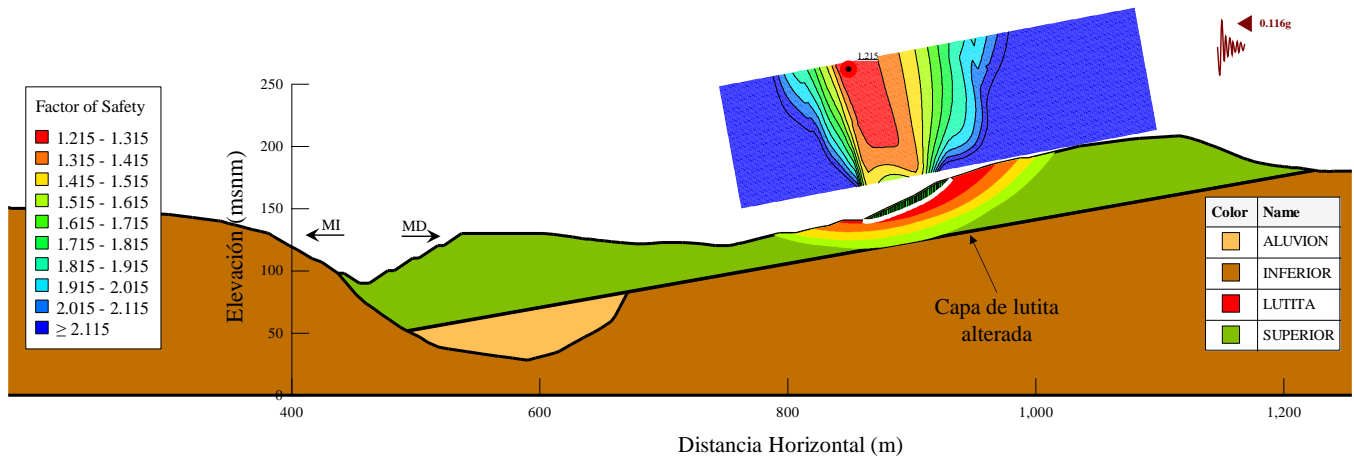


Figura 4.17. Factor de seguridad y mecanismo de falla para la condición pseudoestática.

#### 4.4.4 Peso propio con sismo bajo flujo establecido (EL FLW+SISMO)

Este análisis se realizó con las propiedades de conductividad hidráulica y el coeficiente sísmico establecido anteriormente.

En la Figura 4.18 se presenta el mecanismo de falla encontrado para esta situación que resulta en un factor de seguridad de 1.215.

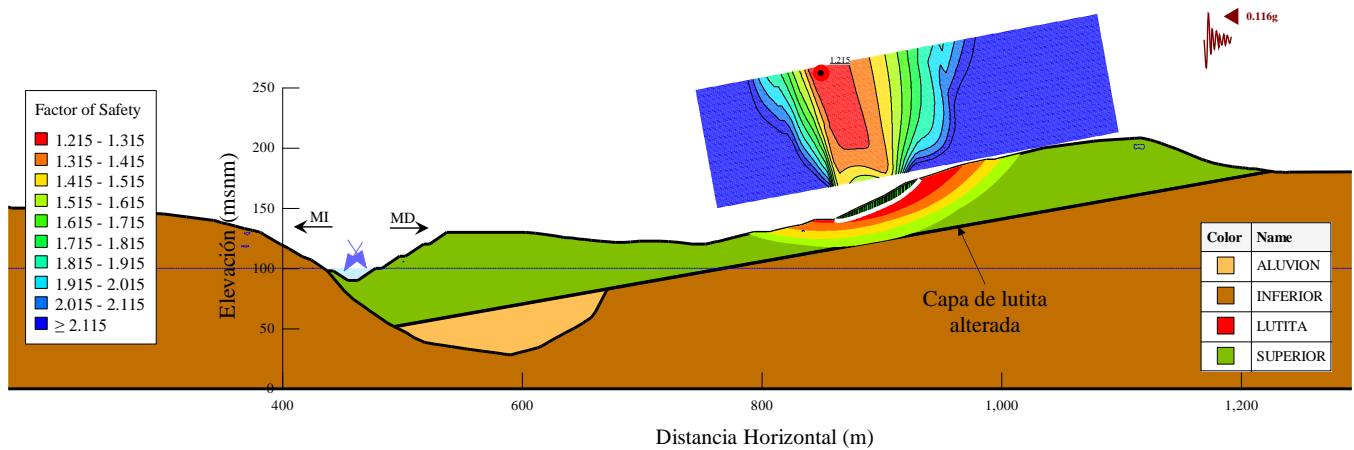


Figura 4.18. Factor de seguridad y mecanismo de falla para la condición pseudoestática con flujo transitorio.



## 4.5 Análisis por el método de elementos finitos (MEF)

El análisis por el método de elementos finitos se realizó con el paquete *SIGMA/W*, evaluando los esfuerzos *in situ* del modelo estudiado, resultando en la distribución de esfuerzos a causa del peso propio del material.

La malla de discretización se construyó con elementos triangulares y rectangulares de 5 metros de longitud en promedio con un refinamiento de la malla cerca de la capa de lutita alterada (Figura 4.19). En los límites del modelo, se restringieron los desplazamientos horizontales y verticales.

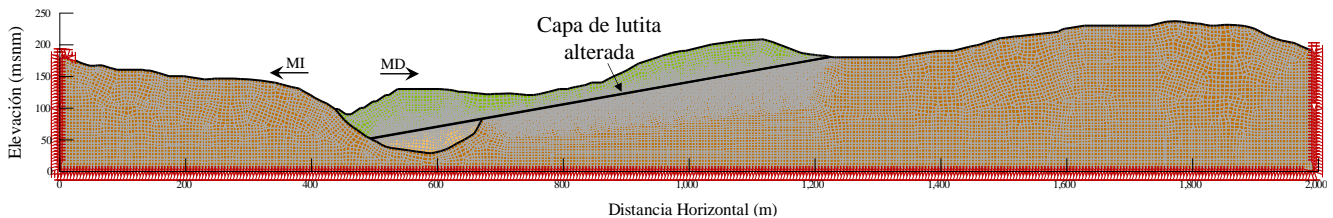


Figura 4.19. Mallado utilizado para el análisis por elementos finitos.

El análisis del estado de esfuerzos a partir del MEF se utilizó para evaluar la estabilidad de la ladera para los casos de peso propio y bajo flujo transitorio mediante dos metodologías:

- i. Equilibrio límite (EL), utilizando los resultados del estado de esfuerzos como datos de entrada para resolver el diagrama de cuerpo libre de cada dovela analizada
- ii. Reducción de parámetros (SRS), donde en cada iteración del método se reducen las propiedades de resistencia de los materiales para inducir la falla, concebida como un desplazamiento excesivo.

En la Figura 4.20 se presenta la distribución de esfuerzos cortantes en el modelo derivada del análisis por elementos finitos; se observa que la distribución se apega a una distribución de esfuerzos verticales en todo el modelo, a excepción de la zona de cambios de material (zona entre 0 y 100 msnm de elevación y 600 m de distancia horizontal en la Figura 4.20).

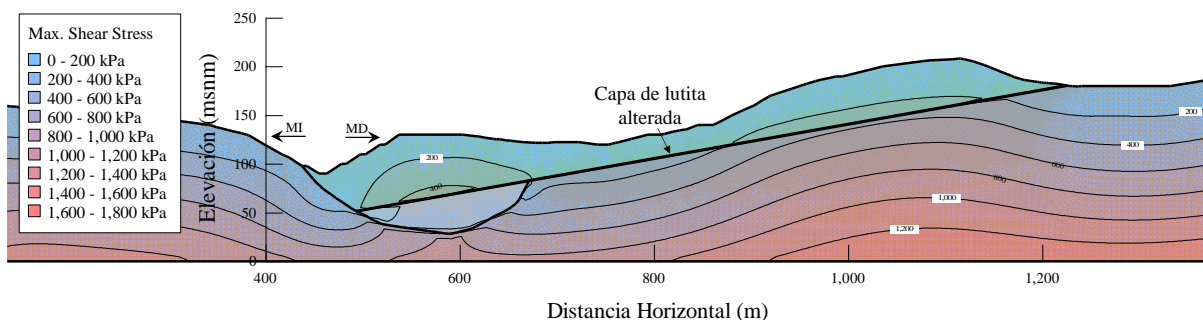


Figura 4.20 . Distribución de esfuerzos cortantes.

#### 4.5.1 Peso propio en condiciones estáticas con distribución de esfuerzos numérica (MEF EL STAT)

En la Figura 4.21 se presenta el mecanismo de falla que presenta el menor factor de seguridad para el análisis por equilibrio límite utilizando la distribución de esfuerzos cortantes resultado del análisis por elementos finitos. El factor de seguridad que presenta este mecanismo de falla resulta de 1.650.

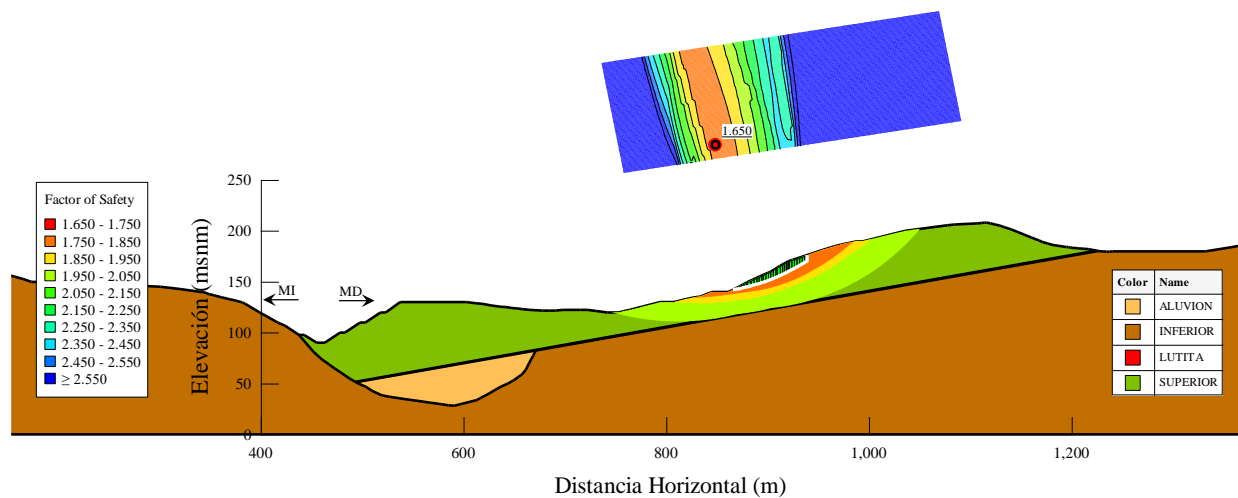


Figura 4.21. Factor de seguridad y mecanismo de falla para la condición de peso propio utilizando la distribución de esfuerzos del MEF.

#### 4.5.2 Reducción de parámetros para peso propio en condiciones estáticas (MEF SRS STAT)

Se realizó el análisis de reducción de parámetros con el objetivo de validar los mecanismos de falla encontrados en los resultados de la estabilidad por equilibrio límite. En el análisis, se evaluaron 41 etapas de reducción de esfuerzos, desde un factor de reducción (SRF, *Stress Reduction Factor*) de 1.00 hasta 2.00 con incrementos de 0.025, donde el SRF se define como el cociente entre los parámetros de resistencia originales de cada material y los reducidos y utilizado para el cálculo de desplazamientos.

En la Figura 4.22 se presenta la distribución de desplazamientos para diferentes factores de reducción. Se observa que a partir de un SRF de 1.60 (evaluación de la estabilidad con un 62.5% de la resistencia original de los materiales, Figura 4.22a) existe una movilización de la zona de incremento de elevación en la topografía, identificada en la Figura 4.10, y se observa la influencia de la capa de lutita alterada en el mecanismo de falla que comienza a desarrollarse. Para un SRF de 2.00 (Figura 4.22b), se presenta el desarrollo completo del mecanismo de falla, evidenciado por la magnitud de desplazamientos; adicionalmente, se presenta otro mecanismo de falla de menor volumen en la margen derecha junto al cauce.

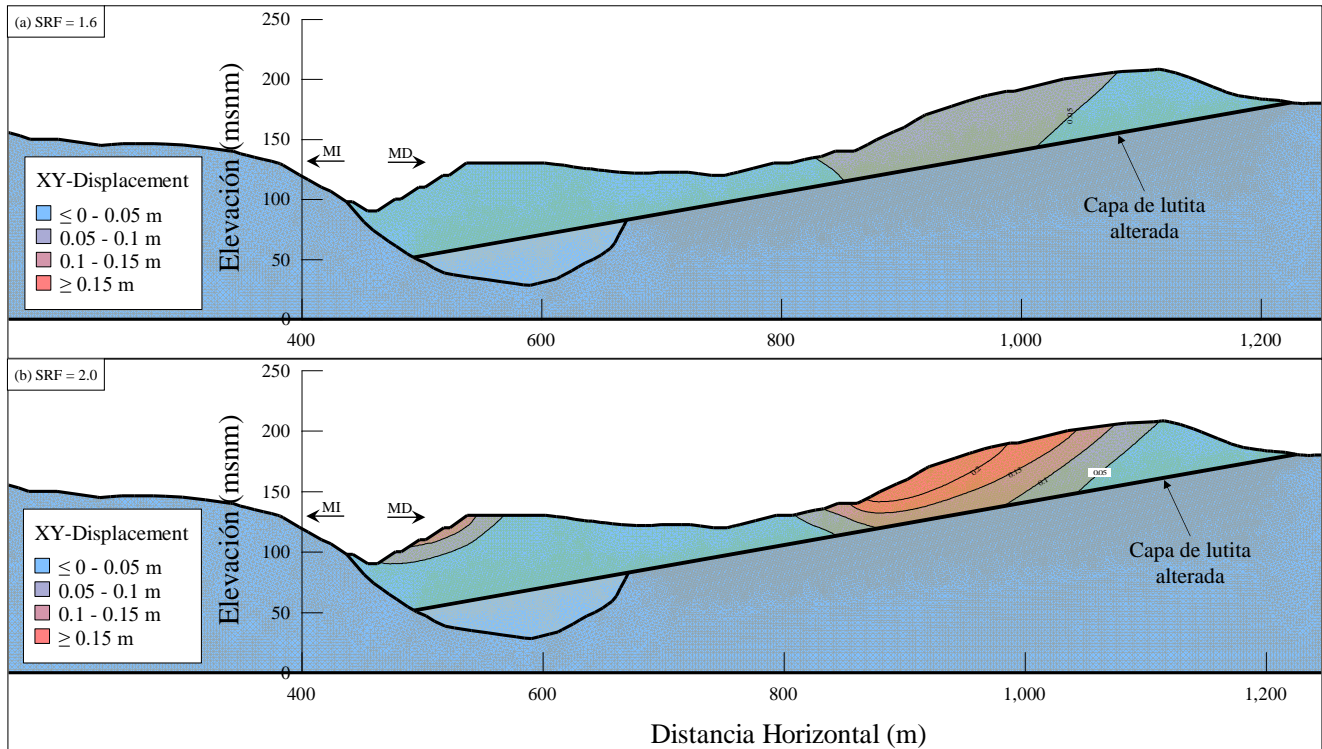


Figura 4.22. Desplazamientos del análisis de estabilidad por reducción de parámetros para peso propio en condición estática para diferentes factores de reducción.

### 4.5.3 Peso propio bajo flujo transitorio con distribución de esfuerzos numérica (MEF EL FLW)

En la Figura 4.23 se presenta el mecanismo de falla que presenta el menor factor de seguridad para el análisis por equilibrio límite utilizando los resultados de distribución de esfuerzos por MEF y considerando la influencia de las fuerzas de filtración por flujo transitorio. El factor de seguridad que presenta este mecanismo de falla resulta de 1.736.

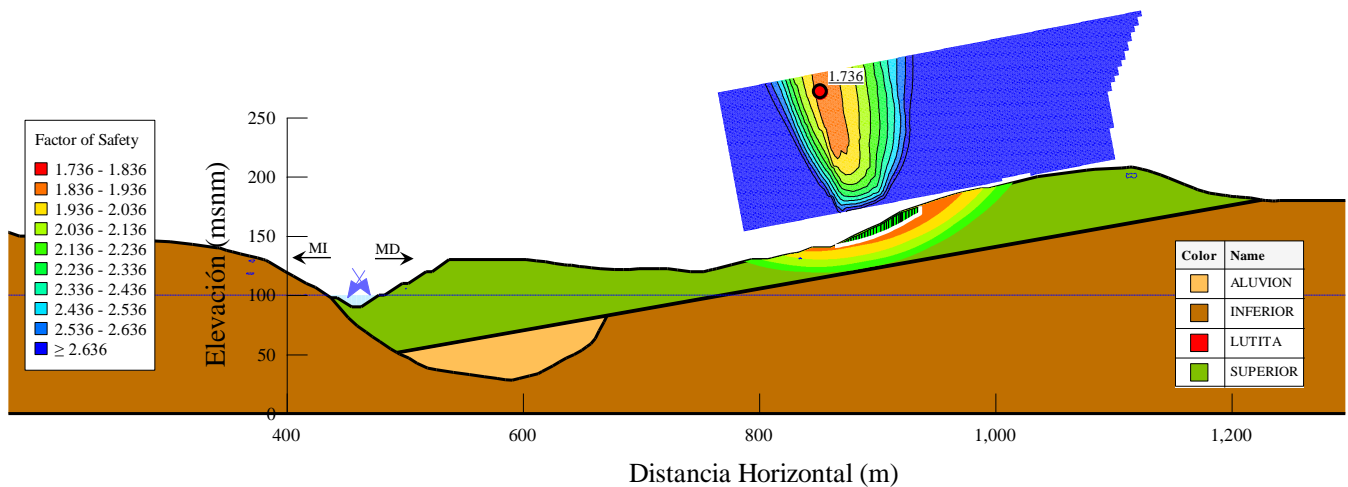


Figura 4.23. Factor de seguridad y superficie de falla para la condición de peso propio bajo flujo transitorio utilizando la distribución de esfuerzos del MEF.

#### 4.5.4 Reducción de parámetros para peso propio bajo flujo transitorio (MEF SRS FLW)

En la Figura 4.24 se presentan las magnitudes de desplazamientos para SRF de 1.50 (primera etapa donde se observó movilización) y de 2.00 (etapa final del análisis). En contraste con el análisis de reducción de parámetros para el caso estático, en el caso bajo flujo transitorio se observa que la zona que presenta el mecanismo de falla en una etapa más temprana es el volumen de material en la margen derecha junto al cauce y su movilización comienza con un SRF de 1.50. Para el caso del SRF de 2.00, se observa el desarrollo de los dos mecanismos de falla identificados y la influencia de la capa de lutita alterada en la traza de la superficie de falla.

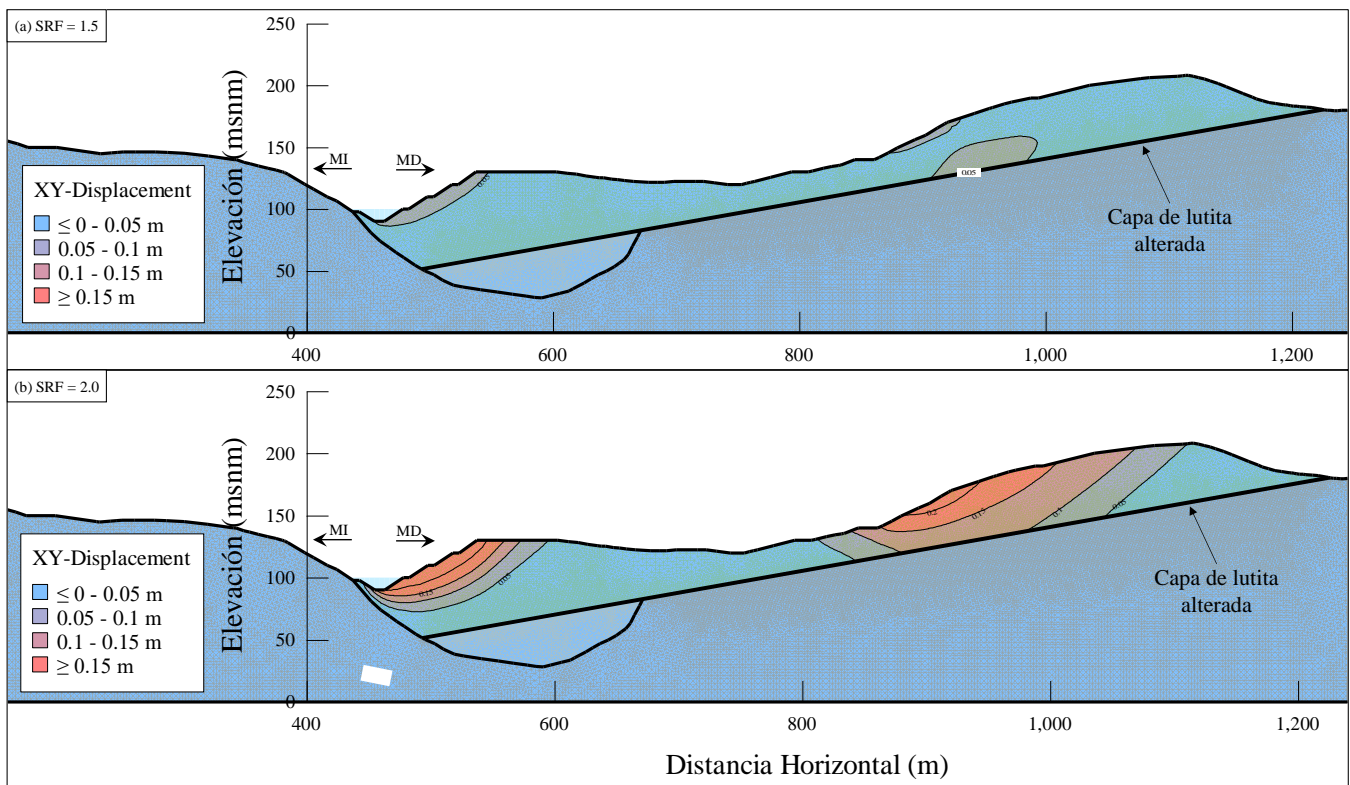


Figura 4.24. Desplazamientos del análisis de estabilidad por reducción de parámetros para peso propio bajo flujo transitorio para diferentes factores de reducción.

## 5 Conclusiones

En este trabajo se reevaluó la estabilidad de la ladera ubicada a aproximadamente 6 kilómetros al suroeste del municipio de Ostucán, Chiapas, sobre la margen derecha del cauce del río Grijalva, por métodos de equilibrio límite y elemento finito.

En la Tabla 5.1 se presenta un resumen de los factores de seguridad encontrados para las diferentes condiciones de análisis en la sección crítica. Se observa que, en comparación con los valores de factor de seguridad recomendados, las condiciones de estabilidad para los diferentes casos de análisis planteados satisfacen los criterios de seguridad.

Tabla 5.1. Resumen de resultados de equilibrio límite.

Condición de análisis	Factor de seguridad	Factor de seguridad con MEF
Peso propio	1.570	1.650
Peso propio + fuerzas de filtración	1.568	1.736
Peso propio + sismo	1.215	-
Peso propio + fuerzas de filtración + sismo	1.215	-

La comparación de los casos de análisis hace evidente que la condición de análisis más desfavorable para el caso estudiado es el análisis pseudoestático y, por otra parte, la influencia de las fuerzas de filtración es casi despreciable para los factores de seguridad calculados sin considerar la distribución de esfuerzos a partir del análisis con MEF.

Cuando se considera el estado de esfuerzos derivado del MEF, los factores de seguridad presentan un incremento debido a que la metodología Morgenstern-Price subestima el esfuerzo desarrollado en la base de las dovelas analizadas, suposición que se ve erradicada con el análisis con elementos finitos. Esta diferencia se hace evidente cuando la geometría del problema presenta cambios abruptos o no hay uniformidad en la superficie y cuando existen fuertes contrastes en las rigideces de los materiales modelados, como es el caso del presente estudio. Lo anterior evidencia la relevancia de la influencia del estado de esfuerzos inicial del modelo para calcular los factores de seguridad mediante equilibrio límite.

El método de reducción de parámetros (SRS, *Strength Reduction Stability*) validó las superficies de falla encontradas mediante los estudios de equilibrio límite, ya que las zonas que sufrieron los mayores desplazamientos después de la aplicación del factor de reducción de parámetros fueron las mismas

identificadas por los análisis por equilibrio límite. En el caso del SRS con la influencia de las fuerzas de filtración, se identificó otra zona potencial de falla en la margen derecha cercana al cauce, sin embargo, esta zona de falla no resulta de interés por su volumen en comparación con la zona de cambio de elevación (Figura 4.10), aunque hace evidente la influencia de las fuerzas de filtración en la estabilidad de superficies de falla de menor profundidad.

Tomando lo anterior en consideración, los análisis realizados sugieren que, bajo las condiciones de precipitación y sismo estudiadas, un deslizamiento por la capa de lutita alterada no es factible y presenta factores de seguridad que catalogan al problema como estable. Por otra parte, el análisis realizado en este trabajo utiliza parámetros de resistencia y deformación medidos *in situ* hace 15 años, por lo que es probable un incremento en los factores de seguridad calculados por el tiempo que ha transcurrido desde el deslizamiento del 2008 y la densificación de los materiales. Por lo tanto, para tener resultados con menor incertidumbre y poder descartar completamente una intervención en esta zona con trabajos de estabilización, será necesario estudiar los parámetros de resistencia de los materiales en la actualidad y realizar una evaluación de estabilidad con estos nuevos parámetros.

## 6 Referencias

- Arvizu Lara, G. (2009). *El deslizamiento en el Río Grijalva, Chis.* Ciudad de México: Academia de Ingeniería México.
- Battroid. (2008, junio 30). *Mapa de hidrología del municipio de Ostuacán en el estado mexicano de Chiapas.* Retrieved from [https://es.wikipedia.org/wiki/Municipio\\_de\\_Ostuac%C3%A1n#/media/Archivo:Ostuacan\\_hidrologia.svg](https://es.wikipedia.org/wiki/Municipio_de_Ostuac%C3%A1n#/media/Archivo:Ostuacan_hidrologia.svg)
- Bishop, A. W. (1955). The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Géotechnique*, 5(1), 7-17.
- Bishop, A. W., & Morgenstern, N. R. (1960). Stability coefficients for earth slopes. *Géotechnique*(10), 129-150.
- Clough, R. W., & Woodward, R. J. (1967). Analysis of Embankment Stresses and Deformations. *Soil Mechanics & Foundation Division, ASCE*, 529-549.
- Comisión Federal de Electricidad. (2008). *Deslizamiento en la Comunidad Juan del Grijalva, Chiapas, México.* Ciudad de México: Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil.
- Comisión Federal de Electricidad. (2017). *Estudio de Mecánica de Rocas para Proyectos Hidroeléctricos (Etapa de Factibilidad): Guía CFE 10100-44.* México: CFE.
- Fellenius, W. (1927). *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion (Adhasion) und unter Annahmekreiszyllindrischer Gleitflächen.* Berlin: Ernst & Sohn.
- Fredlung, D., Xing, A., & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 533–546.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.* Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- González, L. (2002). *Ingeniería Geológica.* Madrid: Pearson Educación.
- Hoek, E., & Bray, J. W. (1981). *Rock slope engineering.* Londres: Institution of Mining and Metalurgy.

- Hunter, J. H., & Schuster, R. L. (1971). Chart solutions for analysis of earth slopes. *50th Annual Meeting of the Committee on Embankments and Earth Slopes*, (pp. 77-89).
- IAEG Commission on Landslides. (1990). Suggested Nomenclatures for Landslides. (I. A. Geology, Ed.) *Bulletin N°41*, pp. 13-16.
- Instituto de Investigaciones Eléctricas; Comisión Federal de Electricidad. (2015). *Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS) v.4.1*. Retrieved from [mdoc.sismo@iee.org.mx](mailto:mdoc.sismo@iee.org.mx)
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. (2005). *Carta Geológico-Minera Villahermosa E15-8*. Pachuca: Servicio Geológico Mexicano.
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. (2008). *Carta Topográfica E15C38 f. Aguascalientes*: Dirección General de Geografía y Medio Ambiente.
- Janbu, N. (1954). *Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters*. Cambridge, Massachusetts: Harvard Soil Mechanics Series No. 46.
- Janbu, N. (1973). Slope Stability Computations. *Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume*, 47-89.
- Jiménez, O., & Dávila Serrano, M. (2010). A geologic study of the Juan del Grijalva landslide, the most important mass movement during the last century in Mexico. *Natural Hazards (2011)* 58, 183-197.
- Jurgiel, B., & Verchere, P. (2012). *Profile tool*. Retrieved from <https://github.com/etiennesky/profiletool/issues>
- Martínez Galván, S. (2022). *Métodos Numéricos Aplicados a la Ingeniería Geotécnica [notas del curso]*. Ciudad de México: Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Mora Ortiz, R., & Rojas González, E. (2012). Efecto de la saturación en el deslizamiento de talud en la comunidad San Juan de Grijalva, Chiapas. *Ingeniería, Investigación y Tecnología, Vol. XIII, Núm. 1*, 55-68.
- Morgenstern, N., & Price, V. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique Vol. 15*, 79-93.



Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2010, abril 5). *ACUERDO por el que se dan a conocer los estudios técnicos de aguas nacionales superficiales de las subregiones hidrológicas Alto Grijalva, Medio Grijalva y Bajo Grijalva de la Región Hidrológica No. 30 Grijalva-Usumacinta*. Retrieved from [https://www.dof.gob.mx/nota\\_detalle\\_popup.php?codigo=5141106](https://www.dof.gob.mx/nota_detalle_popup.php?codigo=5141106)

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. Londres: Chapman & Hall, Limited.

U.S. Army Corps of Engineers. (2003). *Engineering Manual No. 1110-2-1902: Slope Stability*. Washington, D.C.: Department of the Army.

Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2005). *Rock slope engineering: civil and mining*. Nueva York: Spon Press.