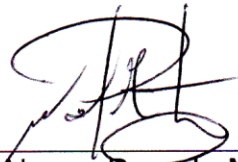


# Evaluación sísmica de la estabilidad de taludes en presas de tierra



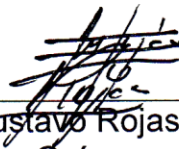
## CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Alonso Poveda Montoya, Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Marco Tapia Balladares, Ing. Miguel Peralta Salas, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



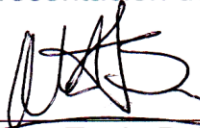
---

Ing. Alonso Poveda Montoya.  
En representación del Director



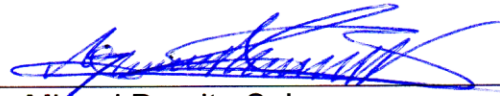
---

Ing. Gustavo Rojas Moya.  
Profesor Guía



---

Ing. Marco Tapia Balladares.  
Profesor Lector



---

Ing. Miguel Peralta Salas.  
Profesor Observador



**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

---

Faculty of Civil Engineering Chair of Soil Mechanics and Foundation Engineering

---

## **report**

about the project work from  
Sofia Hernandez Villegas  
Matr-Nr: 45553832

I hereby confirm, that the student Sofia Hernandez Villegas, Matr-Nr: 45553832, worked on her project work with the title "Evaluation of slope stability of earth dams during earthquakes" at the Institute of Geotechnics at the TU Dresden during the Winter Semester 2015/16 and defended it on the 20th of April 2016. The whole extent of the work is about 700 work hours. The project has been marked with 1.3 (very good).

Dresden, 10.05.2016

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. I. Herle

Technische Universität Dresden  
Fakultät Bauingenieurwesen  
Institut für Geotechnik  
Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau  
**D - 01062 Dresden**



# Abstract

The topic of study in the present investigation is about slope stability, the main objective of this work was to evaluate the seismic behavior in earthdams by using a computational model and a hypoplastic model.

The research was performed in the Technische Universität Dresden, Germany. Concerning the methods and materials used, laboratory tests were performed in order to determine the hypoplastic parameters needed for its use in the finite element method which was performed with the software Tochnog, using GiD as a postprocessor as well. With the data obtained from the finite element method, which are the amplification of the acceleration and the shear strain, the slope stability was calculated using the pseudostatic analysis and the software GeoSlope in order to perform a parametric study.

Regarding the results, it was observed that the acceleration within the dam in study was amplified even by 3 times from the base to the crest, this shows the difficulty in the selection of an appropriate pseudostatic coefficient. The impact in the use of a specific shear strength shows that sometimes it is incorrect to use the peak shear strength when performing a pseudostatic analysis. The selected value of cohesion has a great impact in the factors of safety obtained and in the shape of the sliding mass.

From this investigation, it can be concluded that in order to evaluate the slope stability using the pseudostatic approach, there must be the proper knowledge because of all the factors that affect the behavior of the slope.

## **Keywords:**

*Slopes, stability, earthdams, seismic coefficient, constitutive model, hypoplasticity, finite element method, numerical dynamic calculations, pseudostatic method.*

# Resumen

El tema de estudio en la presente investigación es la estabilidad de taludes, el objetivo principal fue evaluar el comportamiento sísmico de presas de tierra mediante un modelo computacional utilizando un modelo constitutivo hipoplástico.

La investigación fue realizada en la Universidad Técnica de Dresden, Alemania. Entre los materiales y métodos empleados, se encuentran las pruebas de laboratorio las cuales fueron realizadas para determinar los parámetros del modelo constitutivo hipoplástico el cual fue utilizado en el modelo de elemento finito ejecutado con el software Tochnog, así mismo el software GiD fue utilizado como post procesador. Con los datos obtenidos del modelo de elemento finito, es decir la amplificación de la aceleración y de la deformación por cortante, la estabilidad de taludes fue calculada por el método pseudoestático por medio del software GeoSlope, con el fin de hacer un estudio paramétrico.

Con respecto a los resultados, se observó como la aceleración en la presa en estudio se ve amplificada hasta tres veces de la base a la cresta, esto demuestra la dificultad para la escogencia de un coeficiente sísmico apropiado. El impacto en el uso de una determinada resistencia cortante muestra que muchas veces es incorrecto utilizar el valor de la resistencia cortante pico a la hora de realizar un análisis pseudoestático. El uso del valor de cohesión escogido tiene un impacto alto en el factor de seguridad y en la forma de la masa deslizando.

De esta investigación se concluye que debe existir un conocimiento adecuado para evaluar la estabilidad de taludes por medio del método pseudoestático debido a todos los factores que intervienen en la estabilidad de taludes.

## **Palabras clave:**

*Taludes, estabilidad, presas de tierra, presas de materiales sueltos, coeficiente sísmico, modelo constitutivo, hipoplasticidad, modelo de elemento*

# **Evaluación sísmica de la estabilidad de taludes en presas de tierra**

SOFÍA MARÍA HERNÁNDEZ VILLEGAS

Proyecto final para optar por el grado de  
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Julio del 2016

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

# Contenido

Resumen .....	1	Escogencia del método de equilibrio límite a analizar .....	35
Lista de Figuras .....	4	Definición del modelo para llevar a cabo los cálculos pseudoestáticos con GeoSlope ....	37
Lista de Tablas .....	7	Resultados .....	38
Prefacio.....	8	Cálculos numéricos .....	38
Resumen Ejecutivo.....	9	Resultados obtenidos para la caolinita .....	38
Objetivos.....	11	Resultados obtenidos para la arcilla de china .....	41
Objetivo General .....	11	Resultados de la amplificación de la aceleración.....	43
Objetivos Específicos.....	11	Cálculos Pseudoestáticos .....	46
Introducción .....	12	Influencia del coeficiente sísmico .....	46
Marco teórico .....	13	Influencia de la resistencia cortante .....	48
Estabilidad de taludes durante el sismo .....	13	Análisis de resultados .....	52
Efectos de los sismos.....	13	Cálculos numéricos dinámicos.....	52
Estabilidad de taludes .....	13	Cálculos pseudoestáticos.....	52
Análisis de equilibrio límite .....	14	Comparación entre los resultados obtenidos con los dos métodos .....	53
Análisis Pseudoestático .....	15	Conclusiones.....	55
Newmark analysis .....	16	Bibliografía .....	56
Evaluación sísmica de la estabilidad de taludes en Costa Rica .....	17	Apéndices .....	58
Hipoplasticidad.....	19		
Metodología.....	21		
Ensayos de laboratorio .....	21		
Ensayo de índices básicos.....	21		
Prueba del edómetro o consolidación.....	23		
Ensayo de corte directo.....	24		
Determinación de los parámetros del modelo constitutivo hipoplástico .....	26		
Cálculos numéricos dinámicos .....	28		
Cálculos pseudoestáticos .....	30		
Determinación de la fuerza cortante .....	30		
Determinación del coeficiente pseudoestático y efecto de amplificación de onda.....	33		

# Lista de Figuras

<b>Figura 1.</b> Geometría de las superficies de falla comunes en taludes: (a) plana, (b) multiplanar, (c) circular, (d) no circular. (Kramer, 1996) .....	14
<b>Figura 2.</b> Fuerzas que actúan en una superficie de falla plana en taludes con respecto al análisis pseudoestático. (Kramer, 1996).....	15
<b>Figura 3.</b> Analogía de Newmark entre (a) la posible falla en el talud y (b) el bloque rígido resistiendo en el plano inclinado. ....	17
<b>Figura 4.</b> Zonificación sísmica de Costa Rica (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2010) .....	18
<b>Figura 5.</b> Definición de los parámetros $N$ , $\lambda$ y $\kappa$ para el modelo hipoplástico de acuerdo con Masín. (Masín, 2005) .....	20
<b>Figura 6.</b> Definición de parámetros de la deformación intergranular con respecto a los valores característicos de rigidez. (Niemunis & Herle, 1998) .....	20
<b>Figura 7.</b> Muestra de la caolinita empleada durante los ensayos de laboratorio.....	21
<b>Figura 8.</b> Copa de Casagrande utilizada durante la ejecución de la prueba .....	21
<b>Figura 9.</b> %Humedad vs Número de golpes para la determinación del límite líquido.....	22
<b>Figura 10.</b> Muestras llevadas al horno para la determinación de la cantidad de humedad del suelo para determinar el límite líquido. ....	22
<b>Figura 11.</b> Muestra de la caolinita en la Copa de Casagrande con la ranura, lista para comenzar los golpes.....	22
<b>Figura 12.</b> Muestras utilizadas para la determinación del límite plástico en la arcilla caolinita.....	22
<b>Figura 13.</b> Preparación de la muestra para el ensayo de consolidación. ....	23
<b>Figura 14.</b> Puesto utilizado para llevar a cabo la prueba de consolidación.....	23
<b>Figura 15.</b> Asentamiento (mm) vs esfuerzo normal (kPa) para la caolinita. ....	23
<b>Figura 16.</b> Relación de vacíos ( $e$ ) vs esfuerzo normal (kPa) .....	23
<b>Figura 17.</b> Equipo de corte directo utilizado para la determinación de la resistencia cortante del suelo. ....	24
<b>Figura 18.</b> Preparación de una de las muestras para el ensayo de corte directo. ....	24
<b>Figura 19.</b> Muestra después de realizado el ensayo de corte directo. ....	24
<b>Figura 20.</b> Los tres puestos utilizados para el ensayo de corte. ....	24
<b>Figura 21.</b> Esfuerzo cortante vs desplazamiento cortante.....	25
<b>Figura 22.</b> Determinación de los parámetros $N$ , $\lambda$ y $\kappa$ para la arcilla caolinita. ....	26
<b>Figura 23.</b> Determinación del ángulo de fricción a partir del gráfico esfuerzo cortante vs esfuerzo normal.....	27
<b>Figura 24.</b> Dimensiones de la presa de tierra utilizada en el análisis.....	28



<b>Figura 25.</b> Señal de entrada del sismo utilizada durante los cálculos numéricos dinámicos.....	28
<b>Figura 26.</b> Diagrama del equipo del ensayo triaxial. (Braja M, 2001) .....	30
<b>Figura 27.</b> Diagrama del ensayo triaxial consolidado drenado: (a) Muestra bajo presión de confinamiento. (b) Esfuerzo desviador aplicado. ....	30
<b>Figura 28.</b> Esfuerzo desviador $q$ (kPa) y el ángulo fricción $\phi_{mob}$ ( $^{\circ}$ ) como función de la deformación unitaria para los esfuerzos de compresión de: 50kPa (a) y (b), 100kPa (c) y (d), 150kPa (e) y (f) .....	31
<b>Figura 29.</b> Gráficos de esfuerzo cortante vs esfuerzo normal para diferentes deformaciones unitarias: (a) 2% (resistencia cortante pico), (b) 4% (valor medio I), (c) 6% (valor medio II), (d) 8% (resistencia cortante crítica). ....	32
<b>Figura 30.</b> Definición de la geometría y de los parámetros geotécnicos involucrados en la evaluación sísmica de la estabilidad de taludes en presas de tierra. (Papadimitriou, Bouckovalas, & Adrianopoulos, 2014) .....	33
<b>Figura 31.</b> Correlación entre la relación $k_{hmax}/(PGA_{cresta})/g$ con respecto a la profundidad $z(m)$ de la masa deslizante con PGA de $4,32m/s^2$ .....	34
<b>Figura 32.</b> Evolución de la aceleración ( $m/s^2$ ) con respecto al tiempo (s) para distintas alturas dentro de la presa. ....	34
<b>Figura 33.</b> Amplificación de la aceleración en la presa en estudio. ....	35
<b>Figura 34.</b> Factor de seguridad vs $\lambda$ para diferentes métodos de equilibrio límite. ....	36
<b>Figura 35.</b> Definición de los puntos de entrada y salida para la superficie de falla potenci .....	37
<b>Figura 36.</b> Desplazamientos en la presa de caolinita a los 15,5 segundos del sismo.....	38
<b>Figura 37.</b> Desplazamientos en la presa de caolinita a los 17,85 segundos del sismo.....	39
<b>Figura 38.</b> Desplazamientos en la presa de caolinita a los 20 segundos del sismo. ....	39
<b>Figura 39.</b> Comportamiento de la presa de caolinita a los 15 segundos, acumulación de la deformación. ....	40
<b>Figura 40.</b> Comportamiento de la presa de caolinita a los 17,85 segundos, acumulación de la deformación. ....	40
<b>Figura 41.</b> Comportamiento de la presa de caolinita a los 15 segundos, acumulación de la deformación. ....	40
<b>Figura 42.</b> Desplazamientos en la presa compuesta por arcilla de china los 20 segundos del sismo. ....	41
<b>Figura 43.</b> Desplazamientos en la presa compuesta por arcilla de china los 22 segundos del sismo. ....	41
<b>Figura 44.</b> Desplazamientos en la presa compuesta por arcilla de china los 23,75 segundos del sismo. ....	42
<b>Figura 45.</b> Comportamiento de la presa compuesta por la arcilla de china a los 20 segundos, acumulación de la deformación. ....	42
<b>Figura 46.</b> Comportamiento de la presa compuesta por la arcilla de china a los 22 segundos, acumulación de la deformación. ....	42
<b>Figura 47.</b> Comportamiento de la presa compuesta por la arcilla de china a los 23,75 segundos, acumulación de la deformación. ....	43
<b>Figura 48.</b> Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 0,24m. ....	43
<b>Figura 49.</b> Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 2,72m. ....	44
<b>Figura 50.</b> Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 4,11m. ....	44
<b>Figura 51.</b> Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 5,56m. ....	44

**Figura 52.** Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 6,98m. .... 45

**Figura 53.** Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 7,89m. .... 45

**Figura 54.** Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 8.65m. .... 45

**Figura 55.** Factor de seguridad obtenido para la resistencia cortante pico del suelo, para los distintos coeficientes horizontales  $k_h$ : (a) 0,22 (b) 0,33 (c) 0,44 (d) 0,55 (e) 0,66 (f) 0,77. .... 46

**Figura 56.** Deformación unitaria por cortante (eptyx) durante el sismo como función del tiempo (s). .... 47

**Figura 57.** Factores de seguridad obtenidos con la resistencia cortante crítica para los distintos coeficientes sísmicos horizontales  $k_h$ : (a) 0,22 (b) 0,33 (c) 0,44 (d) 0,55 (e) 0,66 (f) 0,77. .... 47

**Figura 58.** Comportamiento del factor de seguridad como función del coeficiente horizontal. .... 47

**Figura 59.** Factores de seguridad obtenidos con un coeficiente sísmico horizontal de 0,55 con distintos valores de resistencia cortante. (a) Pico:  $c=36,15\text{kPa}$ ,  $\varphi=26,1^\circ$ , (b) Valor Medio I  $c=24,66\text{kPa}$ ,  $\varphi=22,4^\circ$ , (c) Valor Medio II:  $c=24,67\text{kPa}$ ,  $\varphi=19,0^\circ$ , (d) Crítico  $c=24,01\text{kPa}$ ,  $\varphi=17,6^\circ$ . .... 48

**Figura 60.** Gráficos de esfuerzo cortante vs esfuerzo normal para la resistencia cortante crítica con distintos valores de cohesión: (a) 24kPa (b) 16kPa (c) 8kPa (d) 4kPa (e) 2kPa (f) 0kPa. ....49

**Figura 61.** Factores de seguridad obtenidos para la resistencia cortante crítica con distintos valores de cohesión: (a) 24kPa, (b) 16kPa, (c) 8kPa, (d) 4kPa (e) 2kPa (f) 0kPa .....49

**Figura 62.** Comportamiento del factor de seguridad como función de la cohesión (kPa) en la presa para el valor de resistencia cortante crítica. ....50

**Figura 63.** Diferentes factores de seguridad obtenidos para las mismas propiedades del suelo, cohesión de 8kPa,  $\varphi=20,61^\circ$  y un  $k_h=0,55$  pero con diferentes puntos de entrada y salida de la superficie de falla. ....50

**Figura 64.** Gráficos de esfuerzo cortante vs esfuerzo normal para una resistencia cortante con una cohesión de 8kPa con distintos ángulos de fricción: (a)  $30,30^\circ$  (b)  $25,25^\circ$  (c)  $22,00^\circ$  (d)  $20,60^\circ$ . ....51

**Figura 65.** Factor de seguridad obtenido para una cohesión de 8kPa con distintos ángulos de fricción: (a)  $30,30^\circ$  (b)  $25,25^\circ$  (c)  $22,00^\circ$  (d)  $20,60^\circ$ . ....51

**Figura 66.** Comportamiento del factor de seguridad como función del ángulo de fricción en la presa para las cohesiones de: 2, 8 y 24kPa...51

# Lista de Tablas

<b>Tabla 1.</b> Coeficientes sísmicos horizontales usualmente recomendados para diseño. ....	16
<b>Tabla 2.</b> Propuesta de coeficientes sísmicos por parte del Eurocódigo 8, 2003. ....	17
<b>Tabla 3.</b> Propuesta de coeficiente sísmico horizontal para su uso en el método pseudoestático. ....	18
<b>Tabla 4.</b> Resistencia cortante obtenida con los ensayos triaxiales para el suelo en estudio (arcilla de china). ....	32
<b>Tabla 5.</b> Puntos considerados para evaluar la amplificación de la aceleración mediante la relación PGA/PGBase. ....	34
<b>Tabla 6.</b> Coeficientes horizontales obtenidos para ser usados en los cálculos pseudoestáticos. ....	35
<b>Tabla 7.</b> Comparación entre las ecuaciones que se satisfacen en los distintos métodos y las fuerzas entre dovelas consideradas durante el análisis. ....	36
<b>Tabla 8.</b> Factores de seguridad obtenidos con distintos métodos de equilibrio límite para las resistencias pico y residual, con los coeficientes pseudoestáticos de 0,22 y 0,77. ....	37

# Prefacio

Los sismos representan uno de los mayores factores de influencia en la estabilidad de taludes y laderas. Por tanto, en países de alta sismicidad como lo es Costa Rica, este es un aspecto muy importante a tomar en cuenta en la práctica de la ingeniería civil y geotécnica.

El cálculo de la estabilidad de taludes durante el sismo es un proceso muy complejo ya que intervienen diversas variables que inclusive muchas veces no son conocidas, sin embargo uno de los métodos usuales para estimar la estabilidad de taludes es el método pseudoestático en el cual para tomar en cuenta los efectos del sismo se utilizan los llamados coeficientes pseudoestáticos horizontales, los cuales pretenden representar el movimiento del sismo con tan solo una fuerza horizontal aplicada, y la estabilidad se mide con respecto al factor de seguridad, sin brindar información de desplazamientos.

El objetivo en este proyecto es el evaluar el comportamiento sísmico de presas de tierra mediante un modelo computacional utilizando un modelo constitutivo hipoplástico, para así efectuar una comparación entre los resultados obtenidos con el modelo de elemento finito y con el método pseudoestático.

En cuanto a los agradecimientos cabe destacar a todas las personas que fueron de gran apoyo durante el desarrollo de este trabajo, entre las cuales se encuentran el profesor guía del proyecto MSc.-Ing. Gustavo Rojas, director de la Escuela de Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica, quien puedo decir que siempre me ha impulsado a crecer y ha creído en mi desde mis primeros años en la carrera hasta el día de hoy. Así mismo a mi supervisor en la Universidad Técnica de Dresden en Alemania, Dipl.-Ing. Jamal Hleibieh del Instituto de Geotecnia, que fue participe en cada paso del desarrollo del proyecto, puedo decir que su puerta siempre estuvo abierta

ante cualquier situación en la que requiriera de ayuda, así como al profesor Dr.-Ing. habil. Ivo Herle, por quien tuve la oportunidad de realizar mi proyecto de graduación en Alemania, dándome la oportunidad más grande que he tenido tanto a nivel académico como a nivel personal, ya que puedo decir que he aprendido tanto en estos últimos meses, cambiándome la perspectiva del mundo y haciéndome salir de mi zona de confort diariamente. Igualmente al Ing. Eduardo Avilés del departamento de diseño geotécnico del Instituto Costarricense de Electricidad, quien siempre me brindo ayuda cuando no era así su responsabilidad. Y por último a todas las personas tanto de la Universidad Técnica de Dresden como el Instituto Tecnológico de Costa Rica que estuvieron anuentes a ayudar en este proceso.

# Resumen Ejecutivo

El tema desarrollado en el presente trabajo trata sobre la evaluación sísmica de la estabilidad de taludes en presas de tierra y su importancia radica en que en países de alta sismicidad, como Costa Rica, los efectos del sismo deben ser considerados en la práctica de la ingeniería civil, debido a las consecuencias devastadoras que este puede provocar. Uno de estos campos en que se debe considerar, es la estabilidad de taludes y laderas, el cual históricamente ha sido estudiado utilizando presas de tierra.

Por tanto, el objetivo perseguido fue el de evaluar el comportamiento sísmico de presas de tierra mediante un modelo computacional utilizando un modelo constitutivo hipoplástico. Entre los materiales y métodos empleados se comenzó con pruebas de laboratorio en el suelo en estudio, la arcilla caolinita. Entre los ensayos de laboratorio realizados se encuentran: el ensayo de índices básicos por tanto se llevó a cabo la determinación del límite líquido, plástico e índice de plasticidad.

Seguidamente con los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio se procedió a la determinación de los parámetros del modelo constitutivo hipoplástico. La hipoplasticidad describe el comportamiento mecánico del suelo y constituye un enfoque para el modelaje constitutivo de tipo no lineal. El modelo hipoplástico requiere de 5 parámetros  $N$ ,  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\varphi$  y  $r$ , y otros 5 para tomar en cuenta el esfuerzo intergranular en el suelo, los cuales son  $R$ ,  $\beta_r$ ,  $\chi$ ,  $m_T$  y  $m_R$ . Estos parámetros fueron utilizados en el modelo de elemento finito, el cual fue ejecutado con el software Tochnog, así mismo el software GiD fue utilizado como post procesador para la observación de los resultados obtenidos con dicho modelo. Primero se llevó a cabo la definición de la geometría de la presa y de la señal de entrada del sismo, así como la definición de puntos específicos para evaluar el comportamiento de la presa durante el sismo en estos puntos

especificados. La señal de entrada del sismo tiene una aceleración pico de  $4,32\text{m/s}^2$ .

Después de especificadas las condiciones iniciales, los cálculos numéricos fueron realizados para la presa compuesta por caolinita, sin embargo después de los primeros cálculos fue evidente que el suelo en estudio era muy débil para realizar el análisis, por tanto los parámetros se cambiaron a los datos de otro suelo, una arcilla de china la cual a pesar de ser llamada arcilla tiene un comportamiento limoso.

Por tanto se volvieron a ejecutar las pruebas de laboratorio y con los datos obtenidos de la amplificación de la aceleración y de la deformación por cortante, la estabilidad de taludes fue calculada por el método pseudoestático por medio del software GeoSlope para la obtención de factores de seguridad para mecanismos de falla apropiados y para la posterior comparación entre los distintos resultados obtenidos.

El fin de llevar a cabo los cálculos pseudoestáticos fue el de realizar un estudio paramétrico para observar el impacto que tienen los distintos factores que intervienen en la estabilidad de taludes en los factores de seguridad obtenidos.

Con respecto a los resultados obtenidos, se observó que la aceleración en la presa se ve amplificada hasta tres veces desde la base hasta la cresta de la misma. Esto demuestra la dificultad en la selección de un coeficiente sísmico apropiado, en este caso el PGA del sismo era de  $4,32\text{m/s}^2$  esto daría un coeficiente de 0,22, pero este no refleja el comportamiento de las ondas dentro de la presa. Sin embargo, utilizar el valor de 3,5 veces, con un  $kh= 0,77$  también sería un error ya que solo representaría el movimiento en la cresta de la presa.

El uso de distintas resistencias cortantes muestra que es incorrecto utilizar la resistencia cortante pico al realizar cálculos pseudoestáticos ya que no existe información sobre desplazamientos o deformación unitaria.

El uso de un valor más alto de ángulo de fricción no es tan significativo, eleva ligeramente el factor de seguridad pero no tiene el impacto que tiene la cohesión.

En el caso de la cohesión, fue claro el impacto de esta tanto en el factor de seguridad como en la forma de la masa deslizante. A mayor cohesión mayor el factor de seguridad obtenido y mayor la forma de la falla deslizante.

Al determinar la fuerza cortante en el laboratorio o con una simulación es incorrecto asumir que la cohesión en el suelo está determinada por la línea de mejor ajuste ya que no siempre es el caso, y

esto contribuye a asumir una resistencia cortante más alta de lo que en realidad es.

Se debe tener conocimiento para evaluar la estabilidad de taludes por medio del método pseudoestático ya que este se ve afectado por muchos factores y no basta con aplicar los valores recomendados. Debe existir un estudio más profundo para cada caso individual.

Se recomienda el uso de cálculos numéricos dinámicos ya sea como herramienta de análisis de la estabilidad de taludes o como ayuda para realizar el análisis pseudoestático ya que estos brindan información acerca de lo que está pasando en la presa en cada paso, y son útiles para determinar la deformación unitaria en la presa (que permite escoger una adecuada resistencia al corte) y brinda los datos de aceleración en la presa que permite la escogencia de un coeficiente pseudoestático más representativo ya que se observa la amplificación de esta dentro del sismo.

# Objetivos

## Objetivo General

- Evaluar el comportamiento sísmico de una presa de tierra mediante un modelo computacional utilizando un modelo constitutivo hipoplástico.

## Objetivos Específicos

- Determinar la caracterización geotécnica del suelo que constituyen la presa provista por la Universidad Técnica de Dresden, mediante ensayos de laboratorio.
- Modelar el comportamiento sísmico de la presa de tierra, mediante el uso de un software de elemento finito y un modelo hipoplástico.
- Estimar los parámetros de comportamiento sísmico necesarios en el análisis pseudoestático, obtenidos mediante el modelo de elemento finito.
- Calcular la estabilidad de taludes de la presa de tierra mediante el método pseudoestático con ayuda de software convencional.

# Introducción

Los sismos pueden tener efectos devastadores y afectar a una sociedad entera, pueden causar el daño a estructuras diversas, causar la licuefacción de suelos, deslizamientos e inclusive muertes humanas. Por tanto, los efectos de los sismos deben ser tomados en cuenta en múltiples aspectos de la ingeniería civil.

La estabilidad de taludes es un aspecto de gran importancia en la práctica de la ingeniería geotécnica ya que no solo implica la seguridad de la infraestructura que usualmente se encuentra involucrada, como lo son los taludes en carreteras, o los constituidos por presas de tierra, sino también y aún más importante la seguridad de los usuarios o personas que se encuentran cerca de dichas infraestructuras, ya que el fin de esto es la prevención de posibles eventos desafortunados.

Históricamente, una de las formas más comunes de determinar la estabilidad de taludes es con el uso de métodos de equilibrio límite los cuales evalúan dicha estabilidad con un factor de seguridad, el cual es un número que pretende establecer si determinado talud es estable o no, usualmente se considera que si es igual o mayor que la unidad, el talud es estable, significando que las fuerzas que resiste el talud son mayores o iguales a las fuerzas aplicadas sobre este, sin embargo ha sido señalado por varios autores, desde Terzagui (1950), que en ocasiones un talud puede ser inestable inclusive con un factor de seguridad mayor a la unidad, y viceversa.

Con respecto al impacto sísmico en el método pseudoestático, este es evaluado por medio de un solo coeficiente sísmico horizontal que supone representar los efectos del sismo, lo cual resulta sumamente difícil ya que los sismos se comportan como cargas cíclicas y el comportamiento del suelo en estas condiciones es difícil de reproducir.

Por esta razón la parte más difícil en la evaluación de la estabilidad de taludes, es la selección de un coeficiente sísmico apropiado, la problemática de esto es discutida en el siguiente trabajo.

En el presente trabajo cálculos numéricos dinámicos fueron ejecutados para una presa de tierra con la ayuda del software de elemento finito Tochnog, usando un modelo constitutivo hipoplástico de suelo, con el fin de obtener las aceleraciones y las deformaciones por cortante de la presa. Posteriormente con dichos resultados, se ha realizado un estudio paramétrico al ejecutar el cálculo convencional de la estabilidad de taludes con el software GeoSlope, con el fin de obtener los factores de seguridad para mecanismos apropiados de falla y por tanto comparar los distintos resultados obtenidos y ver el impacto que tienen los diferentes factores en la estabilidad de taludes.



# Marco teórico

## Estabilidad de taludes durante el sismo

### Efectos de los sismos

Los sismos son acontecimientos naturales que han sucedido por miles de años y que continuaran ocurriendo, muchas veces pueden ocurrir de diariamente y ser casi imperceptibles, sin embargo en otras ocasiones sus efectos puede ser devastadores, de acuerdo con (Kramer, 1996) los peligros asociados a los terremotos son llamados peligros sísmicos y pueden ser clasificados de la siguiente forma:

- **Movimiento del terreno**

Probablemente el más importante de los peligros sísmicos ya que los demás son derivados de este, por tanto el grado de movimiento del suelo se puede correlacionar de manera directa al nivel de daño. El movimiento del suelo ocurre cuando las ondas sísmicas producidas durante el sismo alcanzan la superficie y producen el movimiento, que puede durar desde segundos hasta minutos.

- **Peligros estructurales**

Estos pueden ocurrir en ambos tipos de estructuras, nuevas o viejas y puede conllevar a muertes humanas, pérdidas económicas y de propiedades. Las estructuras no necesitan colapsar para causar daño, los objetos dentro de ellas pueden caerse, tuberías, almacenamiento e iluminación pueden ser dañadas por el sismo. Este peligro sísmico en concreto ha llevado al mejoramiento de los códigos de diseño.

- **Licuefacción**

Esto se da cuando la resistencia del suelo es reducida de manera drástica y es incapaz de permanecer estable y el suelo parece ser un fluido debido a este efecto. Este tipo de falla en el suelo ha causado el colapso o falla de presas de tierra, taludes y fundaciones.

- **Deslizamientos**

Usualmente los deslizamientos son de pequeñas magnitudes, pero así mismo pueden destruir

pueblos enteros y causar daños a edificios puentes y otros medios de comunicación.

- **Falla de estructuras de retención**

Las estructuras de retención son esenciales para los movimientos de bienes y pueden ser dañados severamente durante la ocurrencia de sismos y algunas de las pérdidas pueden ser de carácter irreparable.

- **Peligros asociados con líneas de vida**

Durante los sismos las líneas de vida pueden verse amenazadas y tener un impacto económico severo, además de que puede afectar la calidad de vida y el ambiente. Entre las líneas de vida se incluye a energía eléctrica, telecomunicaciones, planta de energía, torres de transmisión, carreteras, puentes, aeropuertos, distribución y almacenamiento de agua, aceite y gas.

- **Tsunamis**

Los tsunamis son olas de grandes periodos producidas por sismos que pueden causar destrucción, muertes humanas y efectos devastadores a pueblos enteros

### Estabilidad de taludes

En zonas sísmicas, los sismos representan uno de los factores que mayormente influyen en la estabilidad de taludes, por tanto esto puede ocasionar deslizamientos o alguno de los otros peligros sísmicos, la falla de taludes durante un sismo puede provocar más daño que el sismo por sí mismo. Por tanto, el análisis de la estabilidad sísmica de taludes debe ser considerado, sin embargo usualmente esto suele ser un desafío a nivel geotécnico debido a todos los factores involucrados en la estabilidad de taludes, varios de los cuales son muchas veces desconocidos o cuya

influencia en la estabilidad de taludes es tan pobremente conocida que una estimación decente no puede ser realizada (Hack , Alkema, Leenders, Kruse, & Luzi, 2007).

Características de tipo geológico, hidrológico, topográfico y geométrico influencia la estabilidad de taludes, por esto se requiere de información acerca de estas características para realizar e interpretar los resultados del análisis de la estabilidad de taludes (Kramer, 1996). Tanto laderas como taludes pueden volverse inestables durante el sismo. A pesar de que los sismos generan la falla, estos no son usualmente la causa de la misma. Lo que generalmente causa la falla de taludes son otros factores que cambian la resistencia del suelo o la geometría del talud, estos pueden ser naturales como la erosión, desgaste, sedimentación o actividades humanas como el uso en agricultura, terraceo, corte y relleno en carreteras (Hack , Alkema, Leenders, Kruse, & Luzi, 2007).

Según (Kramer, 1996) la estabilidad sísmica de taludes es influenciada fuertemente por la estabilidad estática, esto debido a que cuando los taludes requieren de una alta resistencia cortante para mantener el equilibrio bajo fuerzas estáticas gravitacionales, las fuerzas dinámicas necesarias para producir inestabilidad serán más bajas. Esto explica porque uno de los métodos más utilizados para evaluar la estabilidad de taludes se apoyan en análisis estáticos.

## Análisis de equilibrio límite

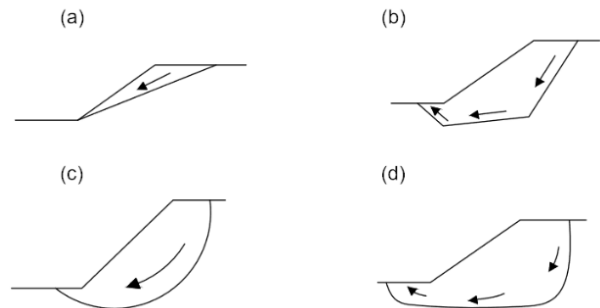
Uno de los enfoques mayormente utilizados para calcular la estabilidad de taludes es el análisis de equilibrio límite.

Básicamente, este método considera equilibrios de fuerza y/o momento de la masa de suelo sobre una superficie de falla potencial, el suelo sobre la posible superficie de falla se asume rígida y la resistencia a cortante disponible se asume que será movilizada a la misma tasa en todos los puntos de la superficie de falla. Como resultados el factor de seguridad es constante sobre toda la superficie de falla. Debido a que el suelo sobre la superficie de falla se asume perfectamente rígido y plástico, el equilibrio limite no provee de

información sobre deformaciones del talud (Kramer, 1996). La estabilidad de taludes se suele expresar por medio del factor de seguridad, el cual se explica por medio de la ecuación [1]:

$$FS = \frac{\text{Resistencia cortante disponible}}{\text{Esfuerzo cortante requerido para equilibrio}} \quad [1]$$

Por tanto, al analizar la estabilidad de taludes utilizando el factor de seguridad significa teóricamente que si este es mayor que 1.0, el talud debería ser estable. Sin embargo, en la realidad el factor de seguridad es solo aceptable si es mayor que 1.0 (cerca de 1.5 cuando es sometido a cargas a largo plazo y 1.3 para taludes temporales) por la incertidumbre causada por los diversos factores que pueden influir, como lo son: la exactitud de las condiciones y geometría del talud usadas en los parámetros iniciales, la posibilidad y duración de las cargas en el talud, saber con precisión cual es el factor de seguridad que provoca la inestabilidad y las consecuencias de la falla del talud.



**Figura 1.** Geometría de las superficies de falla comunes en taludes: (a) plana, (b) multiplanar, (c) circular, (d) no circular. (Kramer, 1996)

Existe una gran variedad de procedimientos para el análisis de equilibrio límite, uno de ellos es el de dovelas que es comúnmente usado y consiste en el análisis de la sección transversal de la posible masa de deslizamiento la cual incluye la superficie de falla. El área entre la cara del talud y la superficie de falla es subdividida en secciones que luego son analizadas por distintos métodos computacionales con el fin de obtener un factor de seguridad apropiado para el talud.

## Análisis Pseudoestático

El método pseudoestático comenzó a ser utilizado durante los años de 1920, con el fin de determinar la estabilidad sísmica de taludes en estructuras en las que el suelo se ve involucrado.

En este tipo de análisis, el efecto del sismo se ve representado por el uso de aceleraciones horizontales y verticales que producen fuerzas inerciales  $F_h$  y  $F_v$ , usando los coeficientes horizontales y verticales pseudoestáticos,  $k_h$  y  $k_v$  respectivamente son utilizados para calcular fuerzas horizontales y verticales adicionales causadas por el posible sismo (Melo & Sharma, 2004) (Kramer, 1996) y pueden ser representados por medio de las ecuaciones [2] y [3]:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad [2]$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad [3]$$

Donde:

- $a_h$  = Aceleración pseudoestática horizontal
- $a_v$  = Aceleración pseudoestática vertical
- $k_h$  = Coeficiente sísmico horizontal
- $k_v$  = Coeficiente sísmico vertical
- $W$  = Peso de la masa fallada
- $g$  = Gravedad

Estas fuerzas son incluidas dentro del cálculo de equilibrio para cada una de las piezas individuales que componen la superficie de falla. Por otra parte, el factor de seguridad en una superficie de falla plana en el análisis pseudoestático se puede representar con la ecuación [4] y la Figura 2:

$$F_s = \frac{\text{Fuerzas resistententes}}{\text{Fuerzas aplicadas}} = \frac{c * l_{ab} * [(W - F_v) \cos \beta - F_h \sin \beta] * \tan \phi}{(W - F_v) \sin \beta - F_h \cos \beta} \quad [4]$$

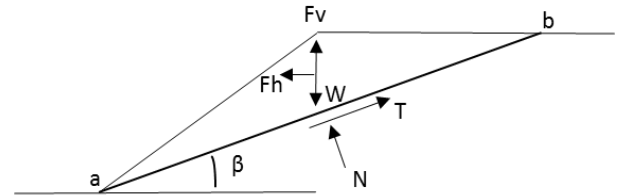
Donde:

- $c$  = Cohesión del suelo
- $\phi$  = Ángulo de fricción
- $l_{ab}$  = Longitud del plano de falla

La cohesión en esta fórmula puede representar tanto:

- Cohesión real debido a la cementación
- Cohesión aparente producto de asperezas en la discontinuidad.

Un sismo puede ocasionar la reducción de la cohesión y la fricción de manera permanente, por tanto reducir la resistencia al corte a lo largo de los planos de discontinuidad del talud (Hack , Alkema, Leenders, Kruse, & Luzi, 2007) (Kramer, 1996).



**Figura 2.** Fuerzas que actúan en una superficie de falla plana en taludes con respecto al análisis pseudoestático. (Kramer, 1996)

La aceleración vertical en el método pseudoestático suele ignorarse muchas veces y por lo tanto solo la aceleración horizontal es tomada en consideración. Durante el sismo, esta última suele añadir fuerzas desfavorables a los bloques, lo cual incrementa las fuerzas aplicadas y reduce las resistentes, y esto se expresa por medio de una disminución en el factor de seguridad (Kramer, 1996) (Hack , Alkema, Leenders, Kruse, & Luzi, 2007).

La parte más problemática en el cálculo de la estabilidad de taludes por medio del método pseudoestático es la selección de los coeficientes horizontales y verticales, porque no existen parámetros claros que establezcan una manera apropiada de seleccionarlos, por lo tanto este proceso puede resultar muy subjetivo. En principio, el valor del coeficiente sísmico debe estar relacionado con el valor de amplitud de las fuerzas inerciales que es causado en el talud durante el sismo debido a las fuerzas dinámicas originadas durante el sismo. No obstante, los coeficientes sísmicos usados en el análisis pseudoestático usualmente son valores de aceleración muy por debajo de las aceleraciones pico, dado que el suelo no se comporta de manera

rígida y las aceleraciones pico solo ocurren por un periodo muy corto durante el sismo (Melo & Sharma, 2004) (Kramer, 1996).

Se observa en la Tabla 1 los diferentes criterios propuestos para el uso del coeficiente pseudoestático que no hay reglas específicas para la escogencia de los coeficientes, así mismo se debe tomar en cuenta que para California, Estados Unidos, se suelen usar valores superiores de 0,15-0,30 (Dismuke, 2002). Sin embargo, también se observa en la tabla que los distintos criterios sugieren que el coeficiente sísmico debe ser

basado en el nivel anticipado de aceleración en la masa a fallar y debería corresponder a una fracción del pico de aceleración anticipada (Kramer, 1996).

El mayor inconveniente con la selección del coeficiente pseudoestático y con el método en sí, es que se supone que deben representar el efecto dinámico de los sismos que son solo de carácter temporal, multidireccional y de carácter complejo, por tanto es difícil representar esto con una sola fuerza unidireccional (Laporte Pirie, 2004) (Kramer, 1996).

Coeficiente sísmico horizontal, Kh	Descripción	
0,05-0,15	Estados Unidos	
0,12-0,25	Japón	
0,10	Sismos "severos"	Terzaghi (1950)
0,20	Sismos "violentos"	
0,50	Sismos "catastróficos"	
0,10	Sismo importante, FS>1,0	Corps of Engineers (1982)
0,15	Sismos muy importante, FS>1,0	
0,10-0,20	Seed (1979), FS> 1,15	
1/2-1/3 de la aceleración pico horizontal	Franklin Marcuson (1983), FS>1,0	
1/2 de la aceleración pico horizontal	Hynes-Griffin(1984) , FS>1,0	

**Tabla 1.** Coeficientes sísmicos horizontales usualmente recomendados para diseño. Fuente: (Melo & Sharma, 2004)

Tal y como fue declarado por Terzaghi (1950), un talud puede ser inestable inclusive cuando el análisis arroja que es estable. Se puede obtener un factor de seguridad con valores menores a la unidad sin que exista falla, o puede haber falla con valores superiores a 1.0, esto dependiendo de la naturaleza de los materiales que están compuestos los taludes. Los taludes con mejor comportamiento son aquellos compuestos por arcillas no sensitivas o materiales granulares densos y los más susceptibles a la inestabilidad son los suelos no cohesivos. Así mismo, el análisis pseudoestático puede no ser fiable en suelos con presiones de poro altas o aquellos que debido al movimiento sísmico muestran una degradación de su resistencia mayor al 15% (Kramer, 1996).]

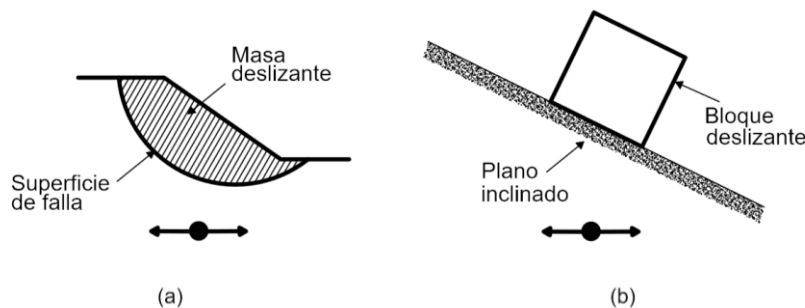
## Newmark analysis

En 1965, Newmark fue el primero en proponer que la dinámica de la estabilidad de taludes en presas de tierra debía de ser evaluada en términos de la deformación esperada y no de un factor de seguridad (Kramer, 1996). Según (Kramer, 1996), la presa de tierra debe asumirse como una masa rígida y cuando se vea sometida al movimiento sísmico, el suelo a lo largo de la superficie de falla se plastifique, y a lo largo de esta superficie, la masa pueda moverse como bloque rígido(Marcuson, Heynes, & Franklin, 2007) (Laporte Pirie, 2004).

A fin de evaluar los posibles desplazamientos en la superficie de falla, es necesario evaluarla aceleración crítica y la historia de aceleraciones del movimiento del suelo capaces de representar la carga dinámica de diseño.

La aceleración crítica es la mínima aceleración pseudoestática requerida para producir inestabilidad de bloques provocando el comienzo del movimiento a lo largo de la falla (Kramer, 1996).

El método de Newmark asume que las deformaciones son producidas en el lapso en el que la aceleración del suelo es mayor que la crítica. Esta aceleración crítica puede ser determinada por medio del análisis pseudoestático, que puede ser ejecutado repetitivamente hasta que los valores de coeficiente sísmico corresponda a un factor de seguridad de uno (Laporte Pirie, 2004).



**Figura 3.** Analogía de Newmark entre (a) la posible falla en el talud y (b) e bloque rígido resistiendo en el plano inclinado.

## Evaluación sísmica de la estabilidad de taludes en Costa Rica

En cuanto a nivel nacional, en Costa Rica se encuentra una propuesta de coeficientes sísmicos a utilizar elaborada por María Laporte Pirie (2004), producto de la iniciativa del Eurocódigo 8 (Diseño Sismo Resistente de Estructuras, 2003), el cual incluye una recomendación específica para la escogencia de dicho valor en función del marco sísmico y de las condiciones geotécnicas del sitio. Antes de que la propuesta de Laporte fuera incorporada al Código de cimentaciones de Costa

Rica (2009) dicha guía para escoger el coeficiente pseudoestático no existía y al ser el método más utilizado era importante fundamentar una recomendación para luego ser incorporados en los códigos de la práctica profesional. (Laporte Pirie, 2004). En la Tabla 3. se presentan los coeficientes sísmicos horizontales recomendados a utilizar en el país, ya incorporado en el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica (2015).

Coeficiente horizontal sísmico, $k_h$	Coeficiente vertical sísmico, $k_v$	Descripción
$0,5 \cdot a_{max} \cdot S$	$0,5 \cdot k_h$	Eurocódigo 8, 2003 $S=1,0-1,4$ para considerar tipo de sitio

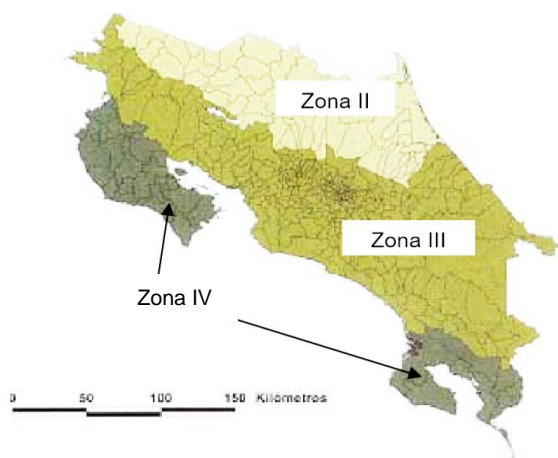
**Tabla 2.** Propuesta de coeficientes sísmicos por parte del Eurocódigo 8, 2003.  
Fuente: (Laporte Pirie, 2004)

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S1	0,15	0,15	0,20
S2	0,15	0,20	0,20
S3	0,15	0,20	0,25
S4	0,15	0,20	0,25

**Tabla 3.** Propuesta de coeficiente sísmico horizontal para su uso en el método pseudoestático.

Fuente: (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015)

En Costa Rica existen tres zonas sísmicas las cuales se pueden observar representadas en la Figura 4, la caracterización de zonas se da de acuerdo al parámetro de aceleración pico efectiva y representa el movimiento del suelo en sitio con periodo de retoro de 500 años, lo cual es equivalente a un 10% en 50 años. Para Costa Rica se tienen aceleraciones pico efectivas de 0.2g, 0.3g y 0.4g para las zonas II, III y IV respectivamente (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2010) (Laporte Pirie, 2004).



**Figura 4.** Zonificación sísmica de Costa Rica (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2010)

Además de esto, Pirie recomienda seguir lo recomendado por el Eurocódigo 8, al incluir una carga pseudoestática vertical para los casos en ambas direcciones con valor  $\pm 0.1$  g y obtener un factor de seguridad de no menor al 1.15. Sin embargo en el nuevo Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica (2015) no se menciona esto y se establece en la sección 2.5.f que podría o no utilizarse un coeficiente vertical y que la selección de dicho valor quedará a criterio del profesional responsable del análisis. (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015).

A pesar de esta guía, se debe tomar en cuenta que esto está basado en la recomendación del Eurocódigo, al tomar el 0,5 de la aceleración máxima y multiplicarlo por S, valor que va de 1,0-1,4 según el sitio, por tanto no está basado en estudios específicos, y esto se establece claramente en el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica (2015). Este establece en la sección 2.5 que estos valores deberán utilizarse en ausencia de estudios de amplificación sísmica.

En Costa Rica, para la evaluación de la amplificación sísmica se suele utilizar el modelo constitutivo lineal equivalente, el cual es un modelo elástico en el cual el módulo de deformación disminuye con deformación (Avilés Madrigal, 2015). Estos cálculos numéricos no solo brindan datos acerca de la deformación, sino también de los esfuerzos durante el sismo, además de información acerca de la propagación de la onda y la amplificación de la aceleración en la presa, talud o ladera.

# Hipoplasticidad

La hipoplasticidad describe el comportamiento mecánico del suelo y constituye un enfoque para el modelaje constitutivo de tipo no lineal. El comportamiento no lineal en la hipoplasticidad es modelado por medio de la dependencia de la rigidez del esfuerzo.

El modelo constitutivo hipoplástico suele describirse por medio de una sola fórmula tensorial de tipo no lineal que relaciona el esfuerzo objetivo  $T$  (Jaumann) con la tasa de deformación  $D$ : (Niemunis & Herle, 1998) (Masín, 2005):

$$\dot{T} = f_s \mathcal{L}: D + f_D f_D N \|D\| \quad [5]$$

Los tensores constitutivos  $\mathcal{L}$  y  $N$  son funciones del esfuerzo y la relación de vacíos, mientras que  $f_s$  y  $f_D$  son funciones escalares cuyo fin es expresar la influencia de la barotropía y picnotropía (Masín, 2005) (Weifner, 2006).

La teoría de hipoplasticidad fue primero desarrollada para materiales granulares y en esta se asume que los granos de suelo son agregados que conforman el llamado esqueleto granular simple, con las siguientes propiedades (Niemunis & Herle, 1998):

1. El estado de un material granular se caracteriza por el tensor de tensiones y el índice de poros.
2. Los granos son permanentes, mantienen su tamaño y forma general durante las deformaciones.
3. La deformación del material se debe a la reordenación de los granos el cual es entendido como los desplazamientos relativos del grano, incluyendo evolución y decaimiento del contacto entre granos, así mismo no se considera la abrasión ni la rotura de los mismos.
4. La deformación bajo condiciones de contorno homogéneas es homogénea (sin localización).
5. Existen tres valores límite del índice de poros:
  - $e_i$  el cual corresponde al valor máximo del índice de poros durante una

compresión isotrópica iniciada desde un estado de densidad mínimo.

- $e_c$  el cual es el valor crítico del índice de poros.
  - $e_d$  el cual corresponde al valor mínimo del índice de poros tras aplicar tensiones de corte cíclicas de pequeña amplitud.
6. El cambio en los límites de los valores del índice de poros con la presión media se denomina endurecimiento granular.
  7. Los efectos viscosos pueden considerarse despreciables.

Al igual que muchos de los modelos constitutivos, el modelo hipoplástico ha tenido sus distintas variantes con el fin de mejorarlo. A pesar de que este modelo representaba eficientemente el comportamiento no lineal del suelo, no lograba hacerlo para el carácter histéretico del mismo, ya que se daban ciertos defectos al aplicar fuerza cíclicas o deformaciones con amplitudes pequeñas, la falla más notable era que se predecía una acumulación excesiva de deformación para ciclos pequeños de esfuerzo.

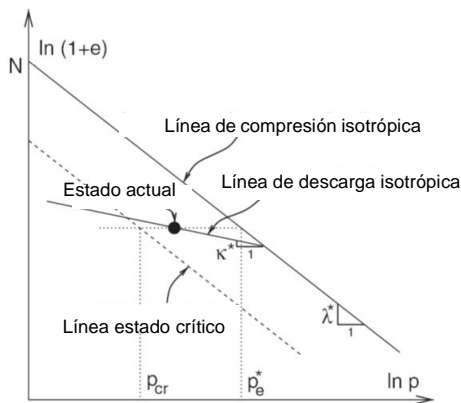
En 1998, Niemunis y Herle propusieron una extensión de la teoría hipoplástica, en la cual proponen una nueva variable a la que denominan deformación intergranular. La deformación intergranular debe concebirse como una medida macroscópica de las microdeformaciones de la interfase entre partículas. Niemunis y Herle plantean que la deformación en un material granular se compone de: la deformación de la interfase granular y la deformación por reordenación de los granos que conforman el esqueleto sólido. (Niemunis & Herle, 1998)

Así mismo, la falta de una formulación adecuada para un modelo constitutivo hipoplástico en suelos finos llevó al desarrollo del modelo propuesto por Masín (2005), en el cual plantea un modelo hipoplástico para arcillas, cuyos parámetros pueden ser obtenidos por medio de regresiones lineales a partir de resultados de ensayos simples de laboratorio.

Para el modelo de carácter hipoplástico se requiere de cinco parámetros  $N$ ,  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\phi$  y  $r$ , y cinco más para tomar en consideración la deformación intergranular. Los parámetros  $N$  y  $\lambda$  son calibrados con base en un ensayo simple de carga y descarga isotrópica,  $N$  y  $\lambda$  definen la posición y forma de la línea de compresión virgen de carácter isotrópico con la formulación de acuerdo a Butterfield (1979):

$$N = \ln(1 + e) + \lambda \ln(p) \quad [6]$$

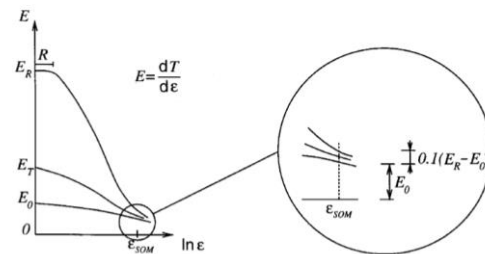
$N$  puede ser definida como el valor del  $\ln(1+e)$  para el esfuerzo normal de 1kPa. El parámetro  $\kappa$  determina el módulo de abultamiento o volumen para estados sobreconsolidados y viene dado como la pendiente de la descarga isotrópica cercana al estado de compresión normal y el parámetro  $r$  controla el módulo de corte. (Masín, 2005) Esto puede explicarse de manera gráfica con la Figura 5.



**Figura 5.** Definición de los parámetros  $N$ ,  $\lambda$  y  $\kappa$  para el modelo hipoplástico de acuerdo con Masín. (Masín, 2005)

Los cinco parámetros restantes para que el modelo tome en cuenta la deformación intergranular son  $R$ ,  $\beta r$ ,  $\chi$ ,  $m_T$  y  $m_R$ . El tamaño del rango en el cual el incremento de la rigidez permanece aproximadamente constante en las curvas esfuerzo-deformación puede ser identificado con la constante  $R$ . Por otra parte,  $m_T$  and  $m_R$  modelan el incremento de la rigidez y pueden medirse por medio de pruebas en series de esfuerzo controlado con  $D$  constante. (Niemunis & Herle, 1998). El parámetro  $\beta r$  influencia la evolución de la deformación intergranular y puede ser asociada con la longitud  $e_{SOM}$ , de la sección recta d la deformación

mediendo desde el punto reverso hacia el punto donde la deformación adicional se convierte en 10% de su valor después de la reversión. El parámetro  $\chi$  describe la degradación de la rigidez del estado  $E_R$  al  $E_0$ , durante deformación monotónica y dicho parámetro puede ser encontrado por medio de ensayos de laboratorio de deformación cíclica en amplitudes de deformación pequeñas y midiendo la medida del esfuerzo (Niemunis & Herle, 1998). Esto puede ser explicado gráficamente con la Figura 6.



**Figura 6.** Definición de parámetros de la deformación intergranular con respecto a los valores característicos de rigidez. (Niemunis & Herle, 1998)

En el 2014, Wegener and Herle proponen un parámetro adicional para el modelo constitutivo hipoplástico, con el fin de describir la acumulación permanente de desplazamientos o presión de poco de manera más realista. Este es el parámetro  $\gamma$ , el cual puede ser determinado por medio de ensayos de laboratorio triaxiales o de corte cíclico y es muy importante en el rango de las pequeñas deformaciones, para cargas monotónicas o deformaciones mayores no es tan significativa, por tanto el valor a tomar debe ser de  $\gamma=\chi$ . (Wegener & Herle, 2014)

Masín (2005) explica como la experiencia arroja que  $R$ ,  $\beta r$  y  $\chi$  tienen valores similares en un amplio rango de suelos, por tanto si existe falta de información o de ensayos de laboratorio apropiados se pueden utilizar ciertos valores como estándares  $R= 10^{-4}$ ,  $\beta r =0,2$  y  $\chi=6$ , además debido a la falta de experimentos de laboratorio se asume:  $m_T = m_R$  (Masín, 2005). Sin embargo, Wegener and Herle (2014) recomiendan que los valores de  $\beta r$  y  $\chi$  sean asumidos de la manera  $\beta r =0,3$  y  $\chi=1,0$  para una gran variedad de suelos, ya que lo recomiendan para aquellos suelos con un índice de plasticidad de 0-200%. (Wegener & Herle, 2014)



# Metodología

La presente investigación fue realizada en el Instituto de Geotecnia de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Dresden durante el semestre de invierno 2015/2016. A continuación se presentan el procedimiento realizado para el desarrollo de este trabajo.

## Ensayos de laboratorio

El primer objetivo planteado en esta investigación es el de determinar la caracterización geotécnica del suelo que constituye la presa, por tanto se llevaron a cabo ensayos de laboratorio en el suelo en estudio en este caso la arcilla caolinita.

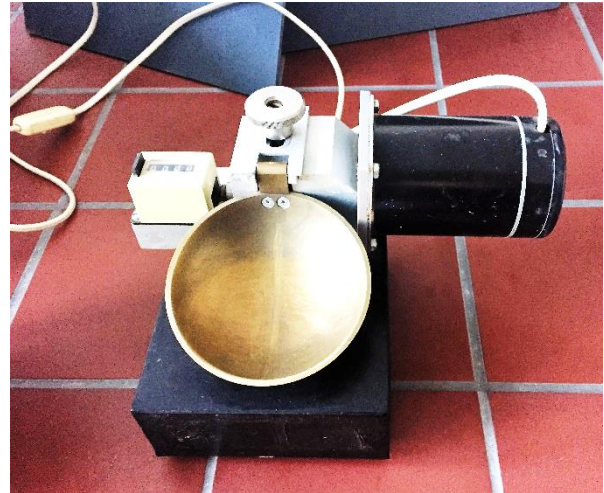


*Figura 7. Muestra de la caolinita empleada durante los ensayos de laboratorio.*

## Ensayo de índices básicos

### **Límite líquido**

Inicialmente, se llevó a cabo el ensayo para la determinación del límite líquido del suelo, el cual es definido como el contenido de agua necesario en el suelo para pasar del estado líquido al plástico.

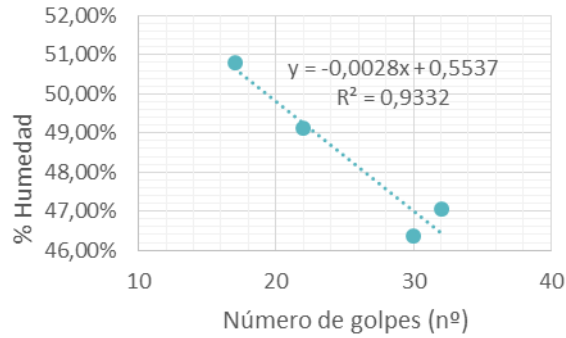


*Figura 8. Copa de Casagrande utilizada durante la ejecución de la prueba*

En el laboratorio, el límite líquido es el contenido de agua que requiere un suelo para cerrar una ranura de 13mm a los 25 golpes en la Copa Casagrande. Para determinar el contenido de agua a los 25 golpes, se deben realizar cuatro pruebas, todas las pruebas deben tener una cantidad de humedad que permita que la ranura se cierre entre los 15-40 golpes, así mismo para la determinación de la ecuación, dos de las pruebas deben realizarse por debajo de los 25 golpes, y las otras dos por encima.

Los resultados y la ecuación para determinar el límite líquido puede observarse en la Figura 9. El límite líquido obtenido para la caolinita fue de un contenido de agua de 48,37%.

Así mismo, una muestra de suelo debe ponerse en el horno por cada una de las pruebas realizadas con el fin de determinar el contenido de agua para cada paso. Las muestras tomadas para el horno pueden observarse en la Figura 10. La tabla utilizada para la determinación del límite líquido se encuentra en el Apéndice A.



**Figura 9.** %Humedad vs Número de golpes para la determinación del límite líquido.



**Figura 10.** Muestras llevadas al horno para la determinación de la cantidad de humedad del suelo para determinar el límite líquido.



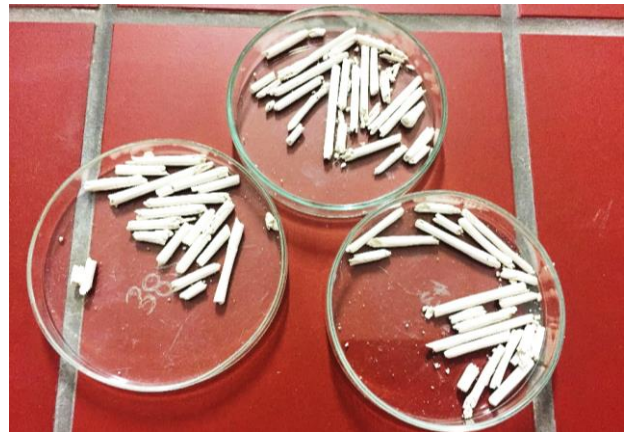
**Figura 11.** Muestra de la caolinita en la Copa de Casagrande con la ranura, lista para comenzar los golpes.

## Límite plástico

Seguidamente se realizó el ensayo para la determinación del límite plástico, el cual es definido como el contenido de agua que requiere el suelo para pasar del estado plástico al semi-sólido, o viceversa.

En el laboratorio, es el contenido de humedad necesario para que pequeños cilindros de material se desmoronen y se agrieten cuando alcancen un diámetro de 3mm. Para este ensayo se requieren tres muestras de al menos 5 gramos cada una, las cuales después deben ser colocadas en el horno por 24 horas.

En la Figura 12 se observan las muestras utilizadas durante este ensayo. Para el suelo en estudio, el límite plástico obtenido fue con un contenido de agua de 31,02%. La tabla utilizada para la determinación del límite líquido se encuentra en el Apéndice B.



**Figura 12.** Muestras utilizadas para la determinación del límite plástico en la arcilla caolinita.

## Índice de Plasticidad

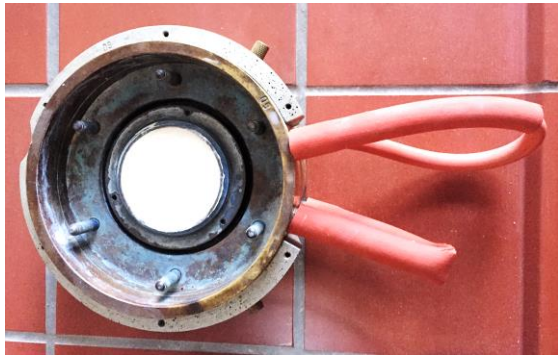
El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico y está asociado con el rango de humedad en el que el suelo se comporta plásticamente, por tanto en el caso de la arcilla caolinita, el resultado obtenido fue de:

$$IP = 48,37\% - 31,02\% = 17,35\%.$$

## Prueba del edómetro o consolidación

Para la prueba de consolidación, una muestra de suelo es restringida de manera lateral y cargada axialmente con incrementos totales de esfuerzo, es importante mencionar que debido a que se está utilizando una arcilla, la muestra debe permanecer saturada, por tanto el nivel de agua debe ser verificado durante la realización de la prueba.

En este caso, la muestra de caolinita fue cargada o descargada cada 24 horas al menos. En el Apéndice C, los esfuerzos y cargas aplicadas en cada paso pueden ser observados. Así mismo, se tomaron las medidas iniciales del espécimen con el fin de determinar sus propiedades iniciales, así como una muestra de suelo para determinar su contenido de agua. Después de terminada la prueba también se efectuaron mediciones para conocer el estado final de la muestra y su contenido de humedad. Las tablas con las medidas del estado inicial y final de las muestras y su contenido de agua se encuentran en los Apéndices D, E, F y G. En la Tabla del Apéndice H se muestran los datos obtenidos del ensayo de consolidación.

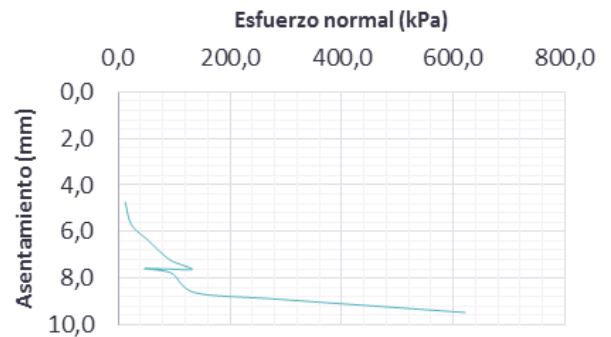


**Figura 13.** Preparación de la muestra para el ensayo de consolidación.

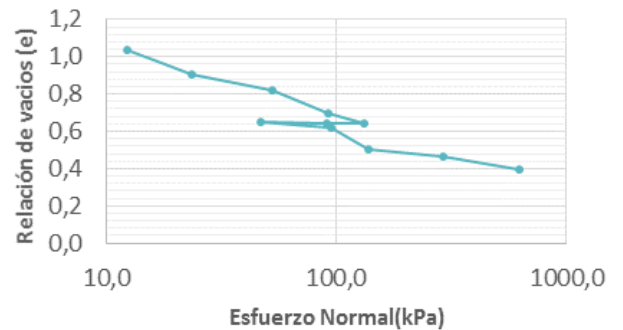
Los resultados de la prueba de consolidación son el asentamiento según el esfuerzo normal, los cuales aparecen graficados en la Figura 15. Así mismo el asentamiento será utilizado para determinar la relación de vacíos en la muestra con respecto al esfuerzo normal como se muestra en la Figura 16. Los resultados aquí mostrados serán utilizados posteriormente para la determinación de los parámetros del modelo constitutivo hipoplástico.



**Figura 14.** Puesto utilizado para llevar a cabo la prueba de consolidación.



**Figura 15.** Asentamiento (mm) vs esfuerzo normal (kPa) para la caolinita.



**Figura 16.** Relación de vacíos (e) vs esfuerzo normal (kPa)

## Ensayo de corte directo

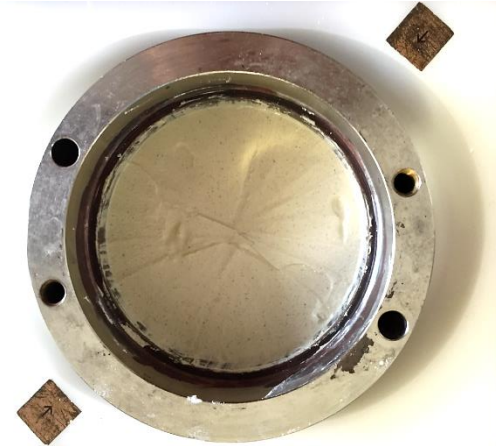
Para esta prueba de laboratorio se requieren tres muestras, de las cuales se toman medidas antes de la prueba con el fin de conocer sus propiedades iniciales.

Primero se lleva a cabo el proceso de consolidación y luego el corte directo, las tres muestras se cargan inicialmente de forma que generen un esfuerzo de 20kPa, 24 horas después son cargadas a 50kPa, y 24 horas más tarde la primera muestra se encuentra lista para llevar a cabo el corte directo, mientras que las otras dos son cargadas a 100kPa, seguidamente de esto, la segunda muestra se encuentra lista para el corte directo mientras que la tercera es cargada a 150kPa y así mismo estará lista 24 horas después.



**Figura 17.** Equipo de corte directo utilizado para la determinación de la resistencia cortante del suelo.

En este caso, todas las pruebas de corte directo se llevaron a cabo el mismo día, con una velocidad de 0,01mm/min, una abertura de corte de 1,2 mm y un desplazamiento de corte de 12mm. El proceso de medición fue controlado por computadora y los datos fueron medidos con un intervalo de 20 segundos.



**Figura 18.** Preparación de una de las muestras para el ensayo de corte directo.



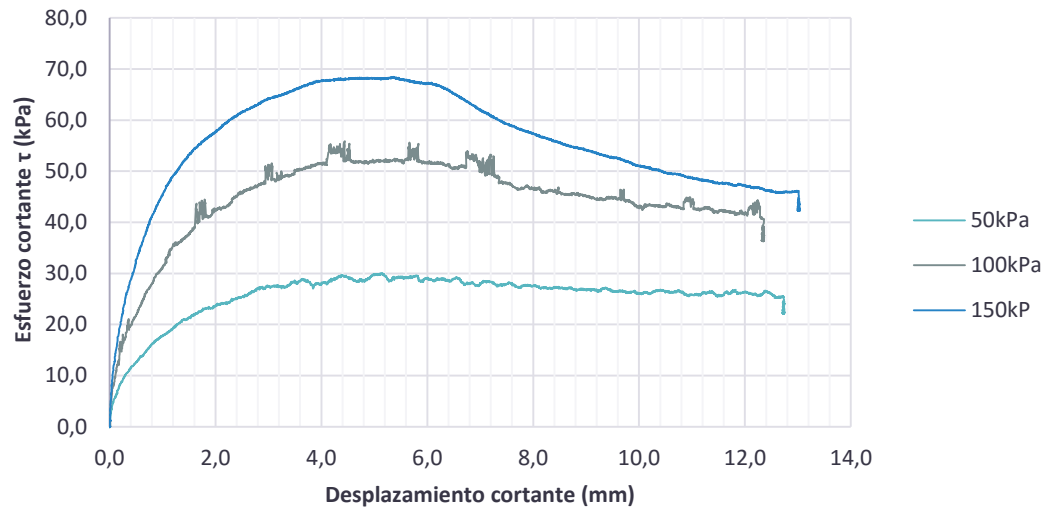
**Figura 19.** Muestra después de realizado el ensayo de corte directo.



**Figura 20.** Los tres puestos utilizados para el ensayo de corte.

Con el ensayo de corte directo el resultado de interés es el esfuerzo cortante, el cual es graficado con respecto a la desplazamiento cortante para cada uno de los esfuerzos normales aplicados a las muestras, es decir de 50kPa, 100kPa y 150kPa. Esto se muestra en la Figura 21. Los

valores pico y residual mostrados en esta figura, fueron posteriormente utilizados para la determinación de ángulo de fricción, el cual es uno de los parámetros requeridos en el modelo hipoplástico. Apéndices J, K y L muestran los datos obtenidos en el ensayo de corte.



**Figura 21.** Esfuerzo cortante vs desplazamiento cortante.

# Determinación de los parámetros del modelo constitutivo hipoplástico

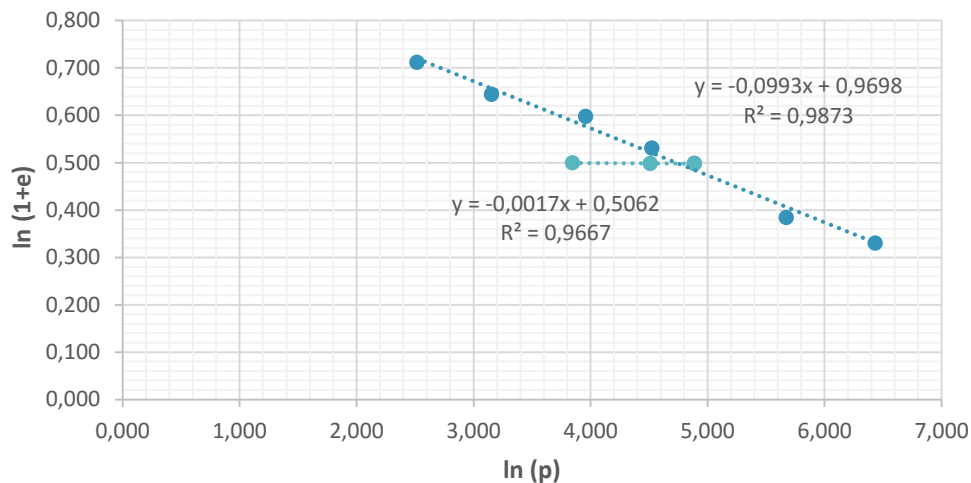
El segundo objetivo propuesto fue el de modelar el comportamiento sísmico de una presa de tierra, mediante el uso de un software de elemento finito y un modelo hipoplástico. Para esto primero fue necesario el determinar los parámetros necesarios en el modelo hipoplástico, esto se realizó con base en los resultados obtenidos en los ensayos de consolidación y de corte directo, por medio de regresiones lineales.

Los parámetros  $N$ ,  $\lambda$  y  $\kappa$  fueron encontrados por medio de regresiones a partir del ensayo de consolidación. Esto al graficar los logaritmos naturales de la relación de vacíos más la unidad

con el logaritmo natural del esfuerzo normal, según lo propuesto por Masín (2005)

$N$  y  $\lambda$  fueron obtenidos con los datos durante la carga, es decir con la línea de compresión normal isotrópica,  $N$  es el valor de la relación de vacíos cuando el esfuerzo es de 1kPa (donde se intercepta al eje  $Y$ ), mientras que  $\lambda$  es la pendiente de la línea.

En el caso de  $\kappa$  fue determinada con los datos obtenidos durante la descarga,  $\kappa$  es la pendiente de la línea isotrópica de descarga. Todo esto se muestra a continuación en la Figura 22.



**Figura 22.** Determinación de los parámetros  $N$ ,  $\lambda$  y  $\kappa$  para la arcilla caolinita.

Por tanto de acuerdo con las regresiones realizadas los parámetros obtenidos para la caolinita fueron los siguientes:

$$\lambda = 0,999, \kappa = 0,0017, N = 0,9698.$$

Por otra parte, la fuerza cortante en la mecánica de suelos está definida por la ecuación [7]:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad [7]$$

Donde:

- $c$ = cohesión
- $\phi$  = ángulo de fricción
- $\sigma'$ = esfuerzo efectivo normal

Los parámetros de fuerza cortante pueden ser determinados en el laboratorio por medio de ensayos triaxiales o de corte directo, En este caso, se llevó a cabo el ensayo de corte directo mencionado anteriormente, y como las muestras fueron preparadas en el laboratorio se asume una

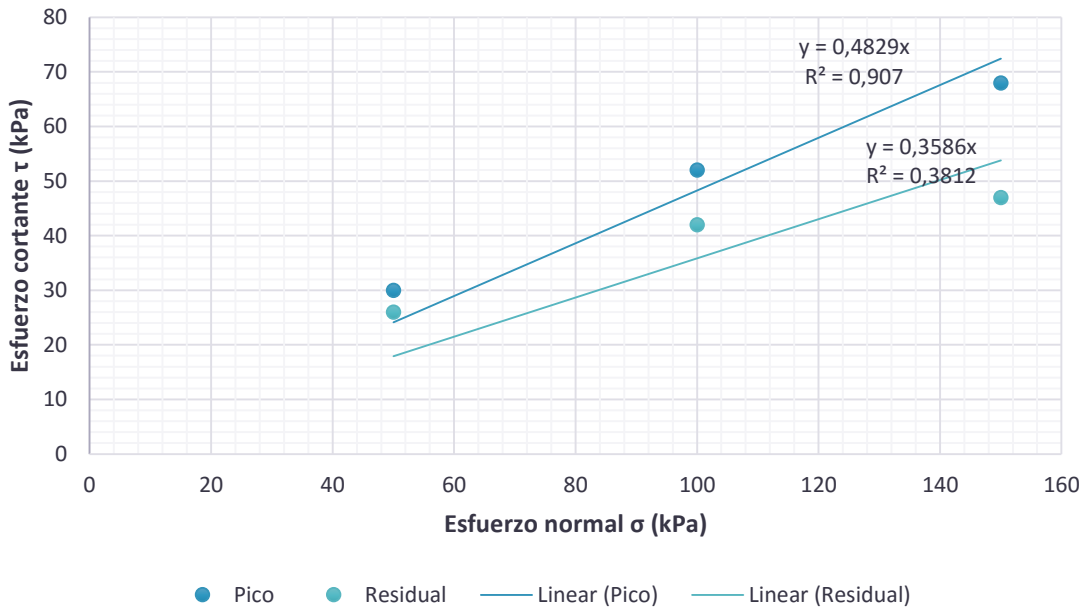
cohesión de cero, por tanto se despeja la ecuación de la forma:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi \rightarrow \phi = \tan^{-1} \left( \frac{\tau_f}{\sigma'} \right) \quad [8]$$

Por tanto para la determinación del ángulo de fricción se llevó a cabo una regresión lineal del esfuerzo cortante vs el esfuerzo normal, esto puede ser observado en la Figura 23 en este caso se graficaron dos casos, uno para el máximo y otro para el esfuerzo residual, de los resultados obtenidos de la Figura 21.

Es importante mencionar que para la determinación del ángulo de fricción para el modelo hipoplástico propuesto por Masín, se utilizan los valores residuales de la resistencia cortante. Entonces se tiene que para la caolinita el ángulo de fricción obtenido fue de  $\phi = 19,73^\circ$ .

En cuanto a los parámetros para tomar en cuenta la deformación intergranular para este modelo, estos fueron tomados de una calibración anterior en otra arcilla debido a la similitud en estos valores para un gran rango de suelos. Esta otra arcilla es de China, y fue obtenida del estrato del parque de Beijing, con un límite plástico y líquido de 5% y 18% respectivamente, con una gravedad específica de 2,70 y una densidad seca de  $1,79\text{g/cm}^3$  (Wang, Zhang, & Zhang, 2011)., cabe mencionar que a pesar de ser llamada arcilla, este suelo en particular es realmente de carácter limoso, sin embargo con respecto a los parámetros para tomar en cuenta el esfuerzo intergranular si se puede utilizar debido a la semejanza de estos valores en un gran rango de suelos. Entonces los valores utilizados en este caso fueron:  $R = 0,001$ ,  $m_R = 4,5$ ,  $m_T = 2,0$ ,  $\beta_r = 0,6$ ,  $\chi = 1,0$ ,  $\gamma = 1,0$ .



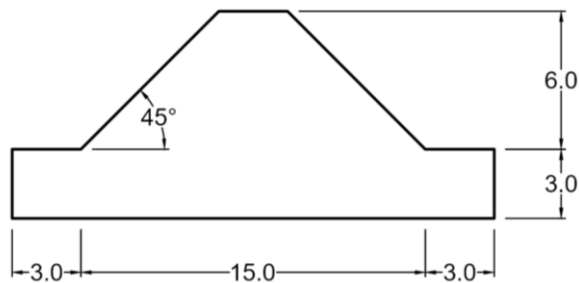
**Figura 23.** Determinación del ángulo de fricción a partir del gráfico esfuerzo cortante vs esfuerzo normal.

# Cálculos numéricos dinámicos

El tercer objetivo propuesto en esta investigación fue la de estimar los parámetros de comportamiento sísmico necesarios en el análisis pseudoestático, esto mediante un modelo de elemento finito.

El uso de cálculos numéricos dinámicos es una buena alternativa en la determinación de posibles deformaciones en presas de tierra, además de que también proveen de información acerca del efecto de amplificación de onda de la aceleración. Esta es una de las razones por las que es tan difícil asignar un coeficiente sísmico horizontal que sea apropiado, ya que la aceleración cambia en la presa de tierra o talud con respecto a la altura. En el presente trabajo se utilizó el programa de elemento finito Tochnog Professional para llevar a cabo los cálculos numéricos de carácter dinámico, con la ayuda del pre y post procesador para simulación dinámica GiD.

Con GiD las dimensiones de la presa fueron establecidas y convertidas en superficie con una malla con longitud de elemento de 0,4m. Así mismo el tipo de problema asignado fue "Tochnog" y posteriormente el archivo GiD fue creado para ser usado como datos de entrada.

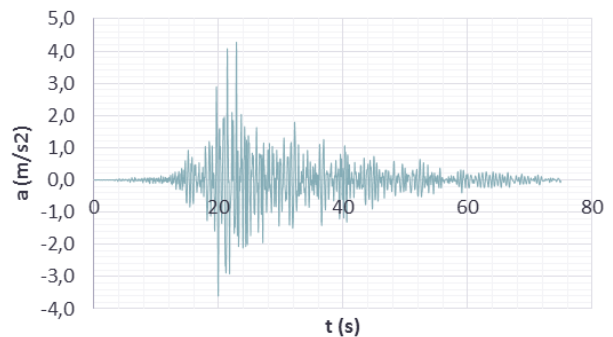


**Figura 24.** Dimensiones de la presa de tierra utilizada en el análisis.

La Figura 24 muestra las dimensiones utilizadas en la presa, la parte inferior fue establecida de esta manera porque siempre hay más suelo por debajo de la presa o talud, y si no se establece de esta manera, el programa asumirá que tiene rigidez infinita lo cual sería erróneo y no reproduciría el verdadero comportamiento del suelo y de la falla.

El archivo de entrada para ser utilizado en Tochnog fue proporcionado por el profesor supervisor de la Universidad Técnica de Dresden Dipl.-Ing. Jamal Hleibieh del Instituto de Geotecnia, para luego cambiar los datos de este. En el archivo de entrada, inicialmente tanto las variables como la geometría de la presa fueron definidas así como 6 puntos para conocer el comportamiento de la presa en lugares específicos después de que los cálculos dinámicos son realizados, de estos puntos los resultados obtenidos serán los desplazamientos, esfuerzos, aceleraciones y deformación unitaria provocada por la señal del sismo.

Con respecto a la señal de entrada del sismo, esta fue tomada de un acelerógrafo con el objetivo de hacer un análisis de taludes más cercano a la realidad, a pesar de que se sabe que cada sismo es distinto y no ocurrirá de nuevo. El propósito de este proyecto es el de comparar los resultados obtenidos entre los dos métodos descritos, es decir con el modelo de elemento finito y con el análisis pseudoestático, por lo que se puede realizar con los datos de cualquier sismo. En este caso, las ondas utilizadas fueron tomadas del sismo de Samara en Costa Rica en Octubre de 2012, desde la estación de Paquera, este sismo fue elegido de acuerdo con su aceleración pico, la cual fue de  $4,32\text{m/s}^2$  (0,44g), el cual consistía en un buen valor para el análisis actual. La onda sísmica utilizada puede ser visualizada a continuación en la Figura 25.



**Figura 25.** Señal de entrada del sismo utilizada durante los cálculos numéricos dinámicos.



Ya que el modelo hipoplástico con esfuerzo intergranular viene contemplado en Tochnog, los parámetros obtenidos con los ensayos de laboratorio fueron asignados al material así mismo fue realizado con los parámetros de esfuerzo intergranular de la calibración con la otra arcilla.

La relación de vacíos es de 0,65 ya que debe corresponder a un estado sobreconsolidado, en este caso corresponde como si el suelo en estudio fuera descargado después de ser cargado a un esfuerzo de 150kPa, usando la ecuación con el valor de  $\kappa$  obtenido anteriormente (de 0,0017). Así mismo la densidad del suelo en el modelo es calculada de acuerdo con la relación de vacíos, de la siguiente forma:

$$\rho = \frac{\rho_s}{1 + e} = \frac{2,65}{1,65} = 1,61 \frac{g}{cm^3}$$

Sin embargo, después de haber realizado los primeros cálculos numéricos (y unas simulaciones de ensayo triaxial realizadas más adelante) se observó que el suelo en estudio era muy débil y por esto los parámetros utilizados debieron de cambiarse, de formar que fueron tomados de la arcilla de China, de la cual se habían tomado los parámetros para tomar en cuenta el esfuerzo

intergranular. Por tanto los nuevos parámetros utilizados en el modelo fueron:

$$\begin{aligned} \phi &= 22,00 \\ \lambda &= 0,035 \\ \kappa &= 0,007 \\ N &= 0,860 \\ r &= 0,400 \end{aligned}$$

La nueva relación de vacíos es de 0,85 para este suelo, por tanto la densidad utilizada en el modelo es ahora:

$$\rho = \frac{\rho_s}{1 + e} = \frac{2,65}{1,85} = 1,44 \frac{g}{cm^3}$$

Con respecto a los parámetros para tomar en cuenta el esfuerzo intergranular estos se mantienen:  $R= 0,001$ ,  $m_R= 4,5$ ,  $m_T = 2,0$ ,  $\beta_r = 0,6$ ,  $\chi = 1,0$ ,  $\gamma = 1,0$ .

Los resultados obtenidos tanto para la arcilla caolinita como para la arcilla de china se presentan en la sección inicial de resultados, representados en las Figuras 36 a la 47. El código utilizado en Tochnog para llevar a cabo los cálculos dinámicos se pueden observar en el Apéndice N.

# Cálculos pseudoestáticos

El cuarto objetivo planteado fue el de calcular la estabilidad de taludes de la presa mediante el método pseudoestático con ayuda de software convencional, en este caso el software utilizado fue GeoSlope. Para llevar a cabo el análisis pseudoestático es necesario conocer los valores de resistencia del suelo así como la amplificación de la aceleración. Además también es necesario elegir el método para los cálculos pseudoestáticos, ya que existen una gran variedad de métodos que todos buscan un factor de seguridad apropiado pero de distintas maneras.

## Determinación de la fuerza cortante

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad de taludes con los métodos de equilibrio límite, la forma más común de establecer la resistencia cortante es por medio del criterio de falla de mohr-coulomb, que se expresa con la ecuación:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad [10]$$

Donde:

$c$  = cohesión

$\phi$  = ángulo de fricción

$\sigma'$  = esfuerzo normal efectivo

Por tanto para determinar la resistencia cortante del suelo en estudio se efectuaron simulaciones de pruebas triaxiales. Usualmente existen dos etapas en una prueba triaxial convencional: la compresión o consolidación y el corte. En la primera etapa la presión de la cámara se incrementa al valor deseado que será el punto de comienzo para la segunda etapa en la que la muestra es sometida al corte. En cuanto a la etapa de corte, un esfuerzo adicional es aplicado de manera vertical en el émbolo de carga, este puede ser ya sea de extensión o compresión, en la triaxial de compresión, el esfuerzo axial es incrementado hasta que la muestra falla, en cuanto al de extensión que es menos común, el esfuerzo axial es reducido hasta la prueba falla (Powrie, 1997). En la Figura 26 se muestra el diagrama del equipo utilizado para llevar a cabo el ensayo triaxial, mientras que en la Figura 27 se muestran los esfuerzos aplicados durante el ensayo triaxial. Los resultados del ensayo triaxial son la deformación de corte unitaria y el esfuerzo desviador, este

último es el esfuerzo axial aplicado adicionalmente en la etapa de corte y esta expresado por la ecuación [11]:

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad [11]$$

Donde:

$\sigma'_1$  = esfuerzo efectivo principal mayor en la falla

$\sigma'_3$  = esfuerzo efectivo principal menor en la falla

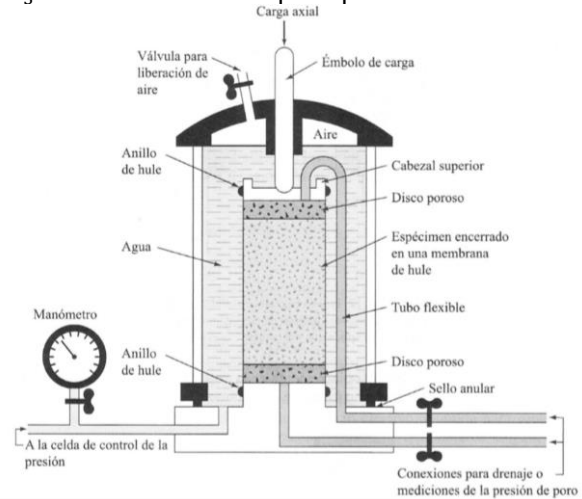


Figura 26. Diagrama del equipo del ensayo triaxial. (Braja M, 2001)

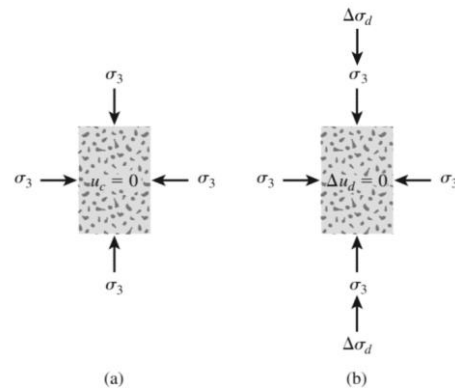


Figura 27. Diagrama del ensayo triaxial consolidado drenado: (a) Muestra bajo presión de confinamiento. (b) Esfuerzo desviador aplicado.

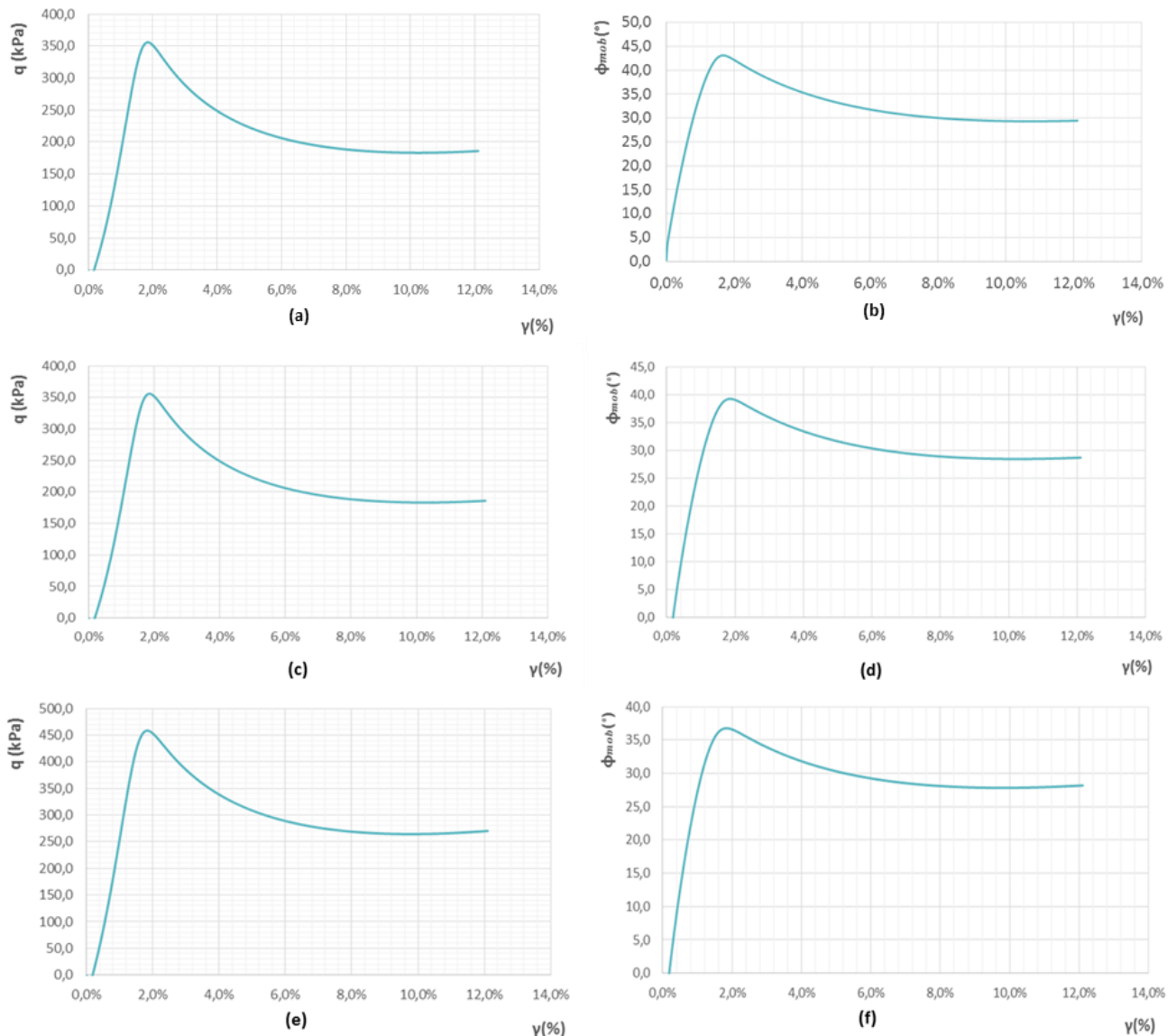
Otro parámetro de gran importancia que se obtiene del ensayo triaxial es el ángulo de fricción movilizado  $\phi'_{mob}$ , el cual está definido como la tangente en el círculo de mohr que pasa por el origen y es una medida de la resistencia utilizada o movilizada que permite que el suelo resista los esfuerzos aplicados (Powrie, 1997) y puede expresarse con la siguiente expresión [12]:

$$\phi'_{mob} = \sin^{-1}\left(\frac{t}{s'}\right) = \sin^{-1}\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}\right) \quad [12]$$

Donde  $t$  es el esfuerzo máximo de corte y  $s'$  es el esfuerzo efectivo promedio en la muestra y son utilizados para definir el estado del suelo dado que dan información acerca de los esfuerzos normales y de cortante (Powrie, 1997), estos esfuerzos son representados con las ecuaciones [13] y [14]:

$$t = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2} \quad [13] \quad s' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} \quad [14]$$

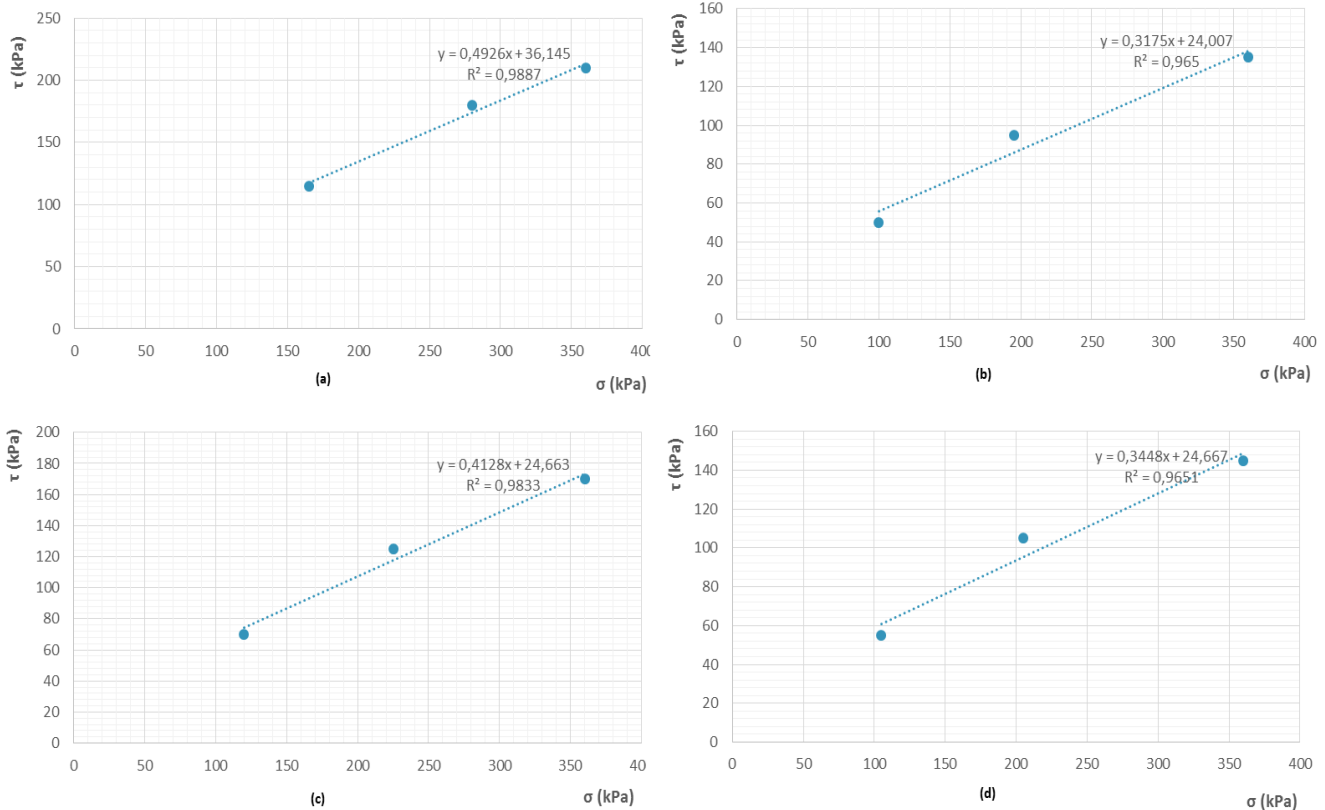
En este trabajo se realizaron tres simulaciones del ensayo triaxial utilizando el software de elemento finito Tochnog Professional con tres esfuerzos de compresión distintos: 50, 100 y 150kPa, con el fin de determinar la resistencia cortante con el criterio de mohr-coulomb. Con los resultados obtenidos de las simulaciones se graficó el esfuerzo desviador y el ángulo de fricción movilizado en dependencia con la deformación unitaria cortante para cada caso. La Figura 28 muestra los resultados obtenidos con estas tres simulaciones.



**Figura 28.** Esfuerzo desviador  $q$  (kPa) y el ángulo fricción  $\phi_{mob}$  (°) como función de la deformación unitaria para los esfuerzos de compresión de: 50kPa (a) y (b), 100kPa (c) y (d), 150kPa (e) y (f)

Seguidamente, para la determinación de la resistencia cortante del suelo, se tomaron los valores de esfuerzos cortantes para diferentes deformaciones unitarias, esto con el fin de obtener la fuerza cortante pico, la crítica y dos valores medios, por tanto esto fue realizado para las deformaciones unitarias de 2% (valor pico), 4%, 6% y 8% (valor crítico). La Figura 29 y Tabla 4 muestran las diferentes resistencias cortantes obtenidas con las distintas deformaciones unitarias obtenidas con la línea de mejor ajuste, por tanto asumiendo la cohesión del suelo. Sin embargo, como fue mencionado anteriormente,

esta arcilla de china en realidad se comporta como un suelo limoso, por tanto estos suelos se comportan como parcialmente saturados y siempre tienen un valor de cohesión pero no toda y es realmente difícil conocer con exactitud cuanto, por tanto esto asume resistencias cortantes que probablemente sean más altas de lo que en realidad resiste el suelo. Por esta razón, más adelante en los cálculos pseudoestáticos, la línea de las gráficas fue fijada a distintos valores de cohesión para llevar a cabo una comparación entre los resultados obtenidos, esto se encuentra en la sección de resultados del presente trabajo.



**Figura 29.** Gráficos de esfuerzo cortante vs esfuerzo normal para diferentes deformaciones unitarias: (a) 2% (resistencia cortante pico), (b) 4% (valor medio I), (c) 6% (valor medio II), (d) 8% (resistencia cortante crítica).

Resistencia cortante	Deformación unitaria	$\phi$ (°)	C (kPa)
Pico	2%	26,14	36,15
Valor Medio I	4%	22,40	24,66
Valor Medio II	6%	19,01	24,67
Crítico	8%	17,60	24,01

**Tabla 4.** Resistencia cortante obtenida con los ensayos triaxiales para el suelo en estudio (arcilla de china).

# Determinación del coeficiente pseudoestático y efecto de amplificación de onda

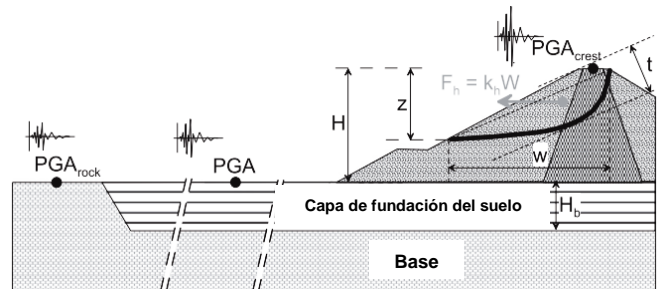
Como fue mencionado anteriormente, la parte más difícil y problemática del análisis pseudoestático es la apropiada selección de un coeficiente horizontal pseudoestático, ya que este debe de reflejar la vibración de la masa deslizante durante el sismo. Sin embargo la masa deslizante no es rígida por tanto en distintas partes la presa no se encuentra vibrando en fase y lo hacen en diferentes intensidades. Los valores de  $k_h$  deben de estar relacionados al tiempo historia de la resultante horizontal de la aceleración de la masa deslizante (Papadimitriou, Bouckovalas, & Adrianopoulos, 2014), y usualmente se espera que esto sea una función de las características y geometría de la presa y de la excitación dentro del mismo (Makdisi & Seed, 1978).

El pico de la resultante de la aceleración tiempo historia, comúnmente conocida como  $k_{hmax}$  no es un valor apropiado para ser usado en el análisis pseudoestático ya que se observa solo de manera momentánea y puede conllevar a un diseño conservador. Debido a esto se utiliza un valor de coeficiente sísmico efectivo  $k_h$  en combinación con un factor de seguridad de 1,0. La relación entre  $k_{hE}/k_{hmax}$  de acuerdo con Papadimitriou et al (2014) es usualmente de 0,5-0,8 con el más comúnmente usado de 0,67, por otro lado Griffin y Franklin (1984) sugieren que el uso de 0,5 conlleva a desplazamientos menores a 30 cm (Andrianopoulos, Papadimitriou, Bouckovalas, & Karamitros, 2014).

El reconocimiento de que  $k_{hmax}$ , y por tanto también el  $k_{hE}$ , está relacionado con la aceleración pico (PGA) fue primero propuesta en la literatura a mediados de 1980, durante este periodo en Estados Unidos los valores comúnmente utilizados se encontraban entre el rango de 0,25(PGA/g) a 1(PGA/g), en el Reino Unido se ha propuesto utilizar valores de  $k_{hE}= 0,67(PGA/g)$ , siendo el  $k_{hmax}= PGA/g$  (Andrianopoulos, Papadimitriou, Bouckovalas, & Karamitros, 2014). En la actualidad en el Eurocódigo 8 se ha propuesto el uso de  $k_{hE}= 0,5(PGA/g)$ , el cual fue estimado usando mapas de intensidad para las ubicaciones de afloramiento en los anexos nacionales y el factor de suelo de acuerdo con la categoría de suelo, introduciendo al mismo tiempo

los efectos de amplificación sitio (Andrianopoulos, Papadimitriou, Bouckovalas, & Karamitros, 2014).

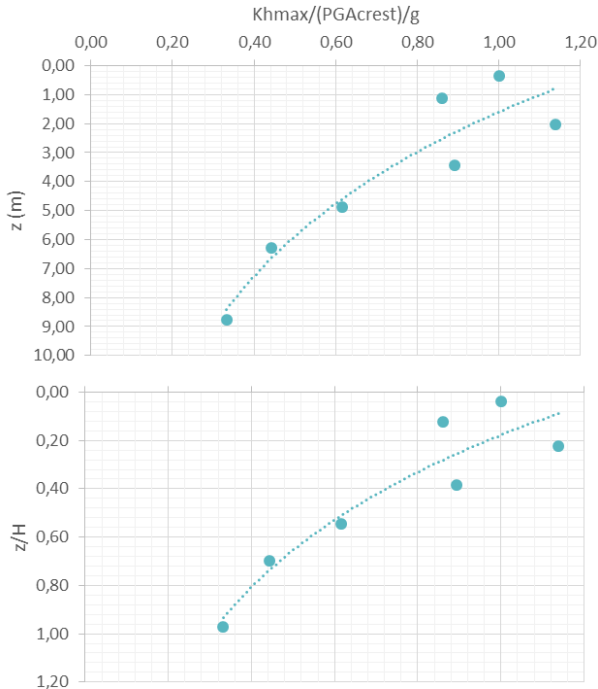
Sin embargo, otro problema en la selección del coeficiente es que el PGA en parte inferior del talud no es la misma que en la cresta, ya que existe un efecto de amplificación de onda, por tanto esto no solo hace que sea más difícil escoger un coeficiente pseudoestático que represente eficientemente la manera en que la presa se comporta en la realidad, pero también sin el uso de herramientas como lo son los cálculos numéricos dinámicos es de gran dificultad conocer este efecto de amplificación de la aceleración ya que depende de muchos factores, por tanto la estimación de la aceleración pico en la cresta puede ser muy complicada también. Este y los parámetros involucrados en este problema se puede ilustrar en la Figura 30.



**Figura 30.** Definición de la geometría y de los parámetros geotécnicos involucrados en la evaluación sísmica de la estabilidad de taludes en presas de tierra. (Papadimitriou, Bouckovalas, & Adrianopoulos, 2014)

El valor pico del coeficiente sísmico  $k_{hmax}$  puede ser normalizado utilizando en valor del PGA en la cresta (Makdisi & Seed, 1978) para un valor de PGA en la cresta dado, el valor de  $k_{hmax}$  se reduce conforme la profundidad  $z$  de la masa deslizante se incrementa. Esto se debe a que las aceleraciones por lo general se ven disminuidas en el cuerpo de la presa cuando se comparan al valor de la cresta, pero también porque existen puntos que vibran fuera de fase, por tanto reduciendo el valor de la resultante de la masa deslizante, que está cuantificada con el valor  $k_{hmax}$ . La Figura 31 muestra este comportamiento

con los resultados obtenidos con los cálculos numéricos basados en las correlaciones hechas por Papadimitriou et al. (Papadimitriou, Bouckovalas, & Adrianopoulos, 2014) con la curva de diseño propuesta por (Makdisi & Seed, 1978) con el fin de estimar la relación  $k_{hmax}/(PGA_{crest}/g)$  como una función que decrece de acuerdo con la relación de profundidad  $r z/H$ , tomando como  $k_{hmax} = PGA/G$ .



**Figura 31.** Correlación entre la relación  $k_{hmax}/(PGA_{crest})/g$  con respecto a la profundidad  $z(m)$  de la masa deslizante con PGA de  $4,32m/s^2$ .

En este trabajo la especificación del Eurocódigo 8 fue utilizada, la cual establece el uso de un coeficiente sísmico horizontal según la ecuación [15] y para tomar en cuenta la amplificación de la aceleración se tomaron los resultados obtenidos con el modelo de elemento finito a distintas alturas para obtener la aceleración pico de la presa en dichos puntos. La variación de la aceleración con respecto a la altura de la presa se puede observar en la Figura 32, mientras que en la Tabla 6 y Figura 3 se muestra cuanto se amplifica la aceleración desde la base hasta la cresta.

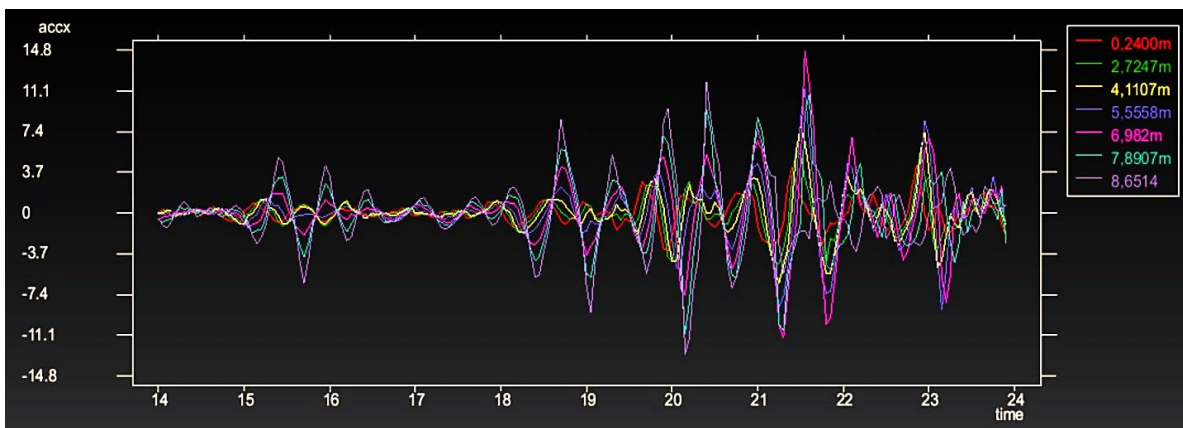
$$k_{hE} = \frac{0,5PGA}{g} [15]$$

Donde:

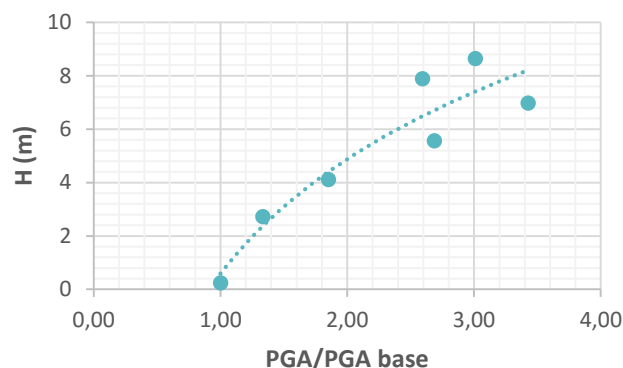
PGA: aceleración pico en el suelo ( $m/s^2$ )  
g: gravedad ( $m/s^2$ )

H (m)	PGA ( $m/s^2$ )	PGA/PGAbase
0,24	4,32	1,000
2,72	5,76	1,333
4,11	8,00	1,852
5,56	11,60	2,685
6,98	14,80	3,426
7,89	11,20	2,593
8,65	13,00	3,009

**Tabla 5.** Puntos considerados para evaluar la amplificación de la aceleración mediante la relación  $PGA/PGA_{base}$ .



**Figura 32.** Evolución de la aceleración ( $m/s^2$ ) con respecto al tiempo (s) para distintas alturas dentro de la presa. Grafico realizado con el software GiD.



**Figura 33.** Amplificación de la aceleración en la presa en estudio.

Se puede observar en la Figura 33 que los valores de amplificación de la aceleración llegan a ser casi de hasta 3,5 veces con respecto a la aceleración en la base, por tanto definitivamente no es una buena práctica el usar el PGAbase ya que este no refleja el comportamiento del talud, sin embargo tomar el valor de la aceleración obtenido en la cresta conllevaría a un sobrediseño o un análisis muy conservador.

La tabla 7 muestra los coeficientes sísmicos horizontales obtenidos al aplicar la ecuación [15] y considerando la amplificación de la aceleración basándose en la curva dibujada en la Figura 33.

Factor de amplificación	Coefficiente horizontal, $K_h$
1,00	0,22
1,50	0,33
2,00	0,44
2,50	0,55
3,00	0,66
3,50	0,77

**Tabla 6.** Coeficientes horizontales obtenidos para ser usados en los cálculos pseudoestáticos.

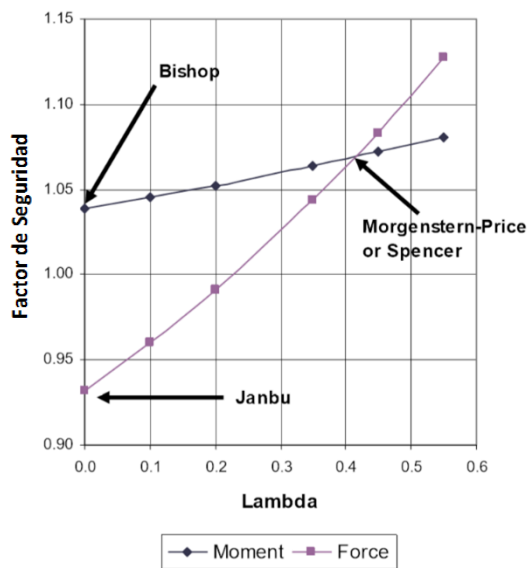
## Escogencia del método de equilibrio límite a analizar

Los análisis de equilibrio límite han sido utilizados en la ingeniería geotécnica por muchos años dado a la simplicidad de este en la evaluación de la estabilidad de taludes, por tanto distintas técnicas han sido desarrolladas, la principal diferencia entre estos métodos es cuales ecuaciones de la estática se incluyen y satisfacen, y si las fuerzas normales y de corte entre las dovelas son incluidas y la relación que se asumen entre estas.

El método Ordinario o de Fellenius fue el primero en ser desarrollado, en el cual era fácil calcular el factor de seguridad manualmente pero solo satisfacía las ecuaciones de equilibrio de momentos e ignora las fuerzas entre dovelas. Bishop posteriormente propuso un método que incluía las fuerzas normales entre dovelas pero ignoraba las cortantes, con esto el factor de seguridad se convirtió en no lineal (GEO-SLOPE International Ltd., 2010). Por otra parte, el método de Janbu, toma en cuenta las mismas fuerzas entre dovelas que Bishop pero solo satisface el equilibrio entre fuerzas horizontales e ignora el equilibrio de momentos, esto vuelve el factor de seguridad en un valor muy bajo para fallas de carácter circular. Luego con el desarrollo de software se desarrollaron métodos más sofisticados que satisfacen todas las ecuaciones de la estática así como las fuerzas entre dovelas, como lo son el método de Spencer y el de Morgenstern Price. La diferencia entre estos dos es que el de Spencer asume una relación constante entre las fuerzas entre dovelas, lo cual quiere decir que la relación de fuerzas cortante/normal es el mismo entre las dovelas y Morgenstern Price por otra parte, permite escoger diferentes funciones del comportamiento de las fuerzas entre dovelas: Constante (El cual trabaja exactamente igual al método de Spencer), semi-sinusoidal, sinusoidal-cortado y punto de datos especificado. Janbu generalizado es otro método común, este satisface el equilibrio de fuerzas horizontales y el de momentos es solamente satisfecho a nivel de dovelas, es diferente de los otros métodos ya que este impone una distribución de esfuerzos en la posible superficie de falla al definir una línea de confianza (Fredlung, Krahn, & Pufahl) (GEO-SLOPE International Ltd., 2010), Todo esto puede resumirse en la Tabla

Método	Equilibrio		Fuerzas entre dovelas		
	Momento	Fuerza	Normal (E)	Cortante (X)	Inclinación X/E y relación
Ordinario	Sí	No	No	No	No
Bishop Simplificado	Sí	No	Sí	No	Horizontal
Janbu Simplificado	No	Sí	No	No	Horizontal
Spencer	Sí	Sí	Sí	Sí	Constante
Morgestern- Price	Sí	Sí	Sí	Sí	Variable, según función usada
Janbu Generalizado	Sí	Sí	Sí	Sí	Línea de confianza y equilibrio de momentos

**Tabla 7.** Comparación entre las ecuaciones que se satisfacen en los distintos métodos y las fuerzas entre dovelas consideradas durante el análisis.



**Figura 34.** Factor de seguridad vs lambda para diferentes métodos de equilibrio límite.

En la Figura 34 es posible notar la diferencia en el factor de seguridad obtenido con los métodos de Bishop, Janbu simplificado, Morgestern price y Spencer, esto con respecto a lambda que puede ser explicada con la siguiente ecuación [16] propuesta por Morgestern y Price en 1965:

$$X = E\lambda f(x) \quad [16]$$

Donde:

- $f(x)$  = la función
- $\lambda$  = el porcentaje de la función utilizada
- $E$  = la fuera normal entre dovelas
- $X$  = la fuerza cortante entre dovelas

Ya que los métodos de Bishop y Janbu simplificado ignoran las fuerzas cortantes entre dovelas, el valor de lambda para estas es de cero, por tanto debido a que Bishop solo satisface el equilibrio de momentos, el factor de seguridad estará dado cuando la curva del equilibrio de momentos intercepte el eje Y ( $\lambda = 0$ ) y el factor de seguridad con Janbu simplificado está dado por la curva de equilibrio de fuerzas cuando  $\lambda = 0$ .

En el caso de Morgestern-Price y Spencer, los factores de seguridad son determinados en el punto donde las dos curvas se intersecan, de esta forma satisfaciendo equilibrio de fuerzas y momentos. De cual método es el punto depende de la función de las fuerzas entre dovelas, en este caso el método de Spencer solo considera una relación constant de X/E ratio para todas las dovelas, lo cual corresponde a una función constante de las fuerzas entre dovelas.

En este trabajo, el método utilizado fue el de Morgestern Price, usando la función semi-sinusoidal ya que es uno de los más sofisticados y con formulaciones más rigurosas. Así mismo porque unos cuantos cálculos pseudoestáticos fueron ejecutados para comparar el factor de seguridad obtenido con los diferentes métodos.

Los factores de seguridad obtenidos pueden observarse en la Tabla 8. Uno de los detalles observados durante los cálculos fue que el método de Spencer efectuaba menos cantidad de iteraciones que los otros métodos y así mismo proporcionada el valor de factor de seguridad más alto para el talud. Así mismo se puede observar que el valor más bajo fue el obtenido con el método



de Janbu Simplificado como era de esperarse, ya que la falla es de forma circular. Se observa también que el método de Morgenstern Price

usualmente brinda resultados similares al de Bishop que aunque no sea tan sofisticado como el primero es uno de los más usados.

Método	Factor de seguridad			
	Resistencia cortante pico		Resistencia cortante residual	
	k= 0,77	k= 0,22	k= 0,77	k= 0,22
Ordinario	1,310	2,568	0,921	1,760
Bishop Simplificado	1,346	2,599	0,945	1,799
Janbu Simplificado	1,203	2,469	0,845	1,654
Spencer	1,382	2,596	0,967	1,823
Morgenstern- Price	1,353	2,559	0,948	1,796
Janbu Generalizado	1,328	2,570	0,931	1,793

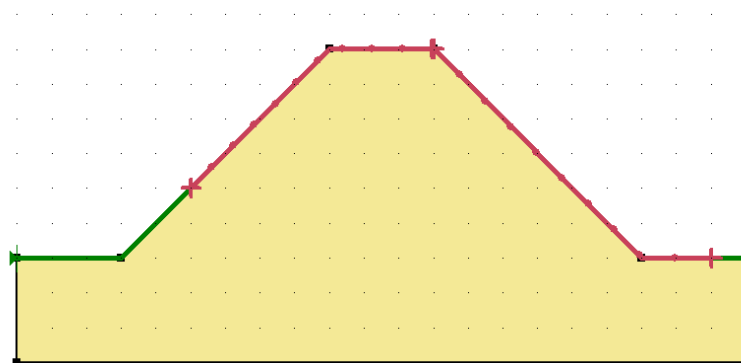
**Tabla 8.** Factores de seguridad obtenidos con distintos métodos de equilibrio límite para las resistencias pico y residual, con los coeficientes pseudoestáticos de 0,22 y 0,77.

## Definición del modelo para llevar a cabo los cálculos pseudoestáticos con GeoSlope

Todos los cálculos pseudoestáticos fueron realizados con el software GeoStudio 2007 Professional (SLOPE/W), la geometría de la presa fue la misma utilizada para los cálculos numéricos dinámicos presentados en la Figura 24. El tipo de análisis seleccionado fue Morgenstern Price con la función semi-sinusoidal. Con respecto a la posición de la superficial de falla, se seleccionó la opción de entrada y salida como se muestra en la Figura 35, con la dirección del movimiento de izquierda a derecha, sin tomar en cuenta grietas por tensión. De igual forma, se seleccionó la opción de optimización de la superficie de falla

crítica, sin embargo al final la superficie de falla escogida en cada caso fue la correspondiente con la última iteración.

La intención de llevar a cabo los cálculos pseudoestáticos es realizar un estudio paramétrico para evaluar el impacto de cada una de las variables que se encuentran involucradas en la evaluación de la estabilidad de taludes y compara los distintos factores de seguridad obtenidos en cada uno de los casos evaluados, así como la comparación entre estos resultados y los obtenidos con los cálculos numéricos dinámicos.



**Figura 35.** Definición de los puntos de entrada y salida para la superficie de falla potencial.

# Resultados

## Cálculos numéricos

Básicamente los resultados obtenidos de los cálculos numéricos dinámicos son las deformaciones por cortante en el suelo, los desplazamientos y las amplificaciones de la aceleración. Estos resultados se presentan a continuación y fueron utilizados para llevar a cabo los cálculos pseudoestáticos.

## Resultados obtenidos para la caolinita

En este apartado se muestran los resultados obtenidos con el modelo de elemento finito Tochnog, para la presa compuesta de caolinita. Las Figuras 36, 37 y 38 muestran los desplazamientos experimentados en la presa compuesta por caolinita a los 15.5, 17.85 y 20 segundos del sismo, estas imágenes fueron

obtenidas con el software GiD, a la derecha de cada figura se muestran las magnitudes del desplazamiento que está dado por el valor “velix” que es la integral de la velocidad en la dirección x.

A pesar de que la caolinita resultó muy débil para el análisis y se debió cambiar de suelo, cómo se mencionó anteriormente en la metodología, se muestran los resultados obtenidos con esta, para justificar el cambio en el suelo. Se observa claramente que aunque la superficie de falla obtenida es ideal para el análisis esta comienza desde los 15 segundos (Figura 36 y 39) y los desplazamientos son sumamente altos antes de que el sismo alcance su pico.

En la Figura 37 a los 17,85 segundos se pueden observar desplazamientos de alrededor de 1,0m con tan solo una aceleración de 1,0m/s<sup>2</sup> y a los 20 segundos, antes de alcanzar el pico, la presa ha fallado por completo con desplazamientos entre 3,0 y 4,0m.

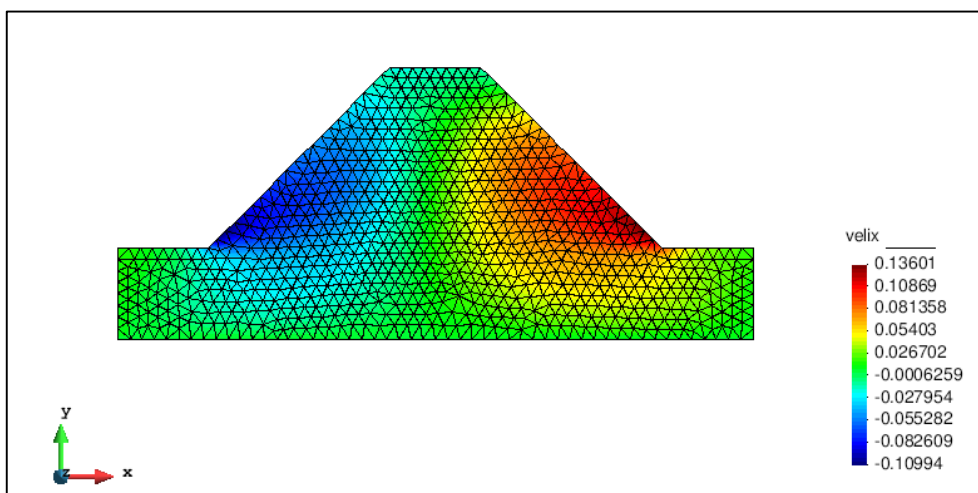
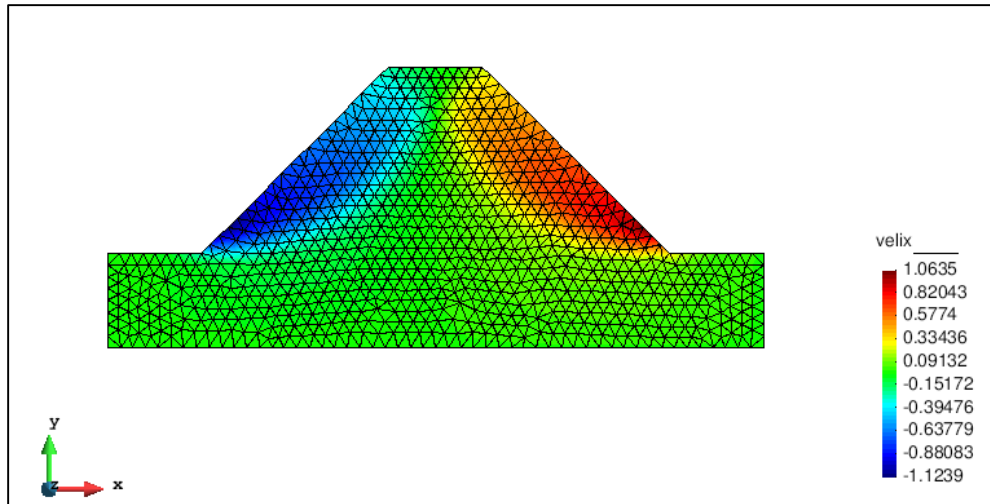
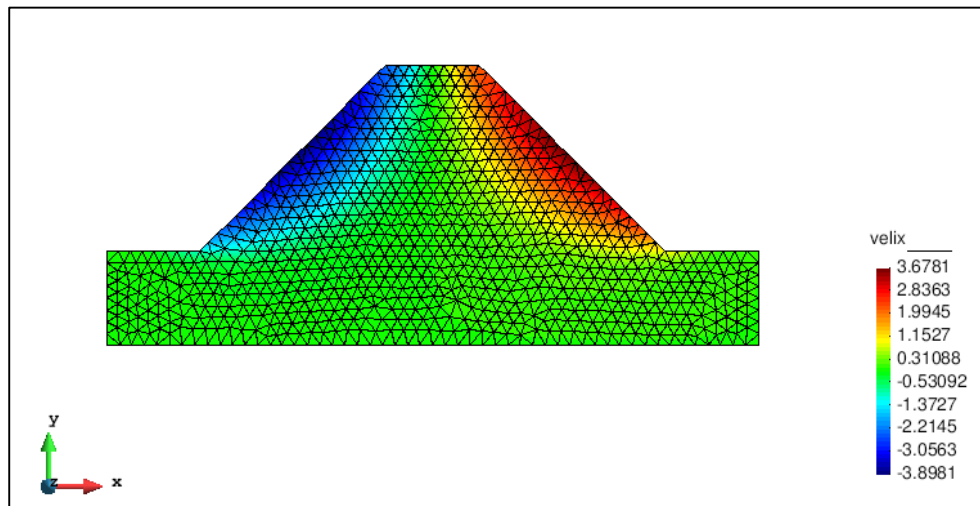


Figura 36. Desplazamientos en la presa de caolinita a los 15,5 segundos del sismo.



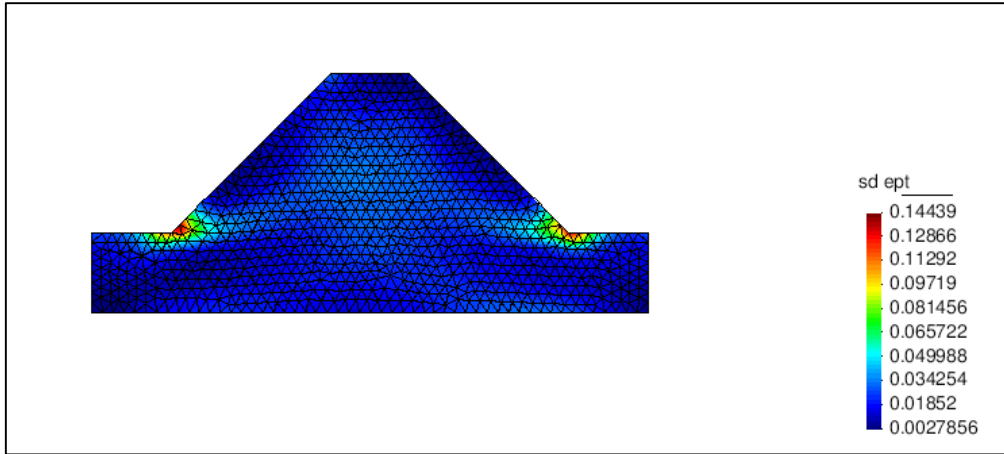
**Figura 37.** Desplazamientos en la presa de caolinita a los 17,85 segundos del sismo.



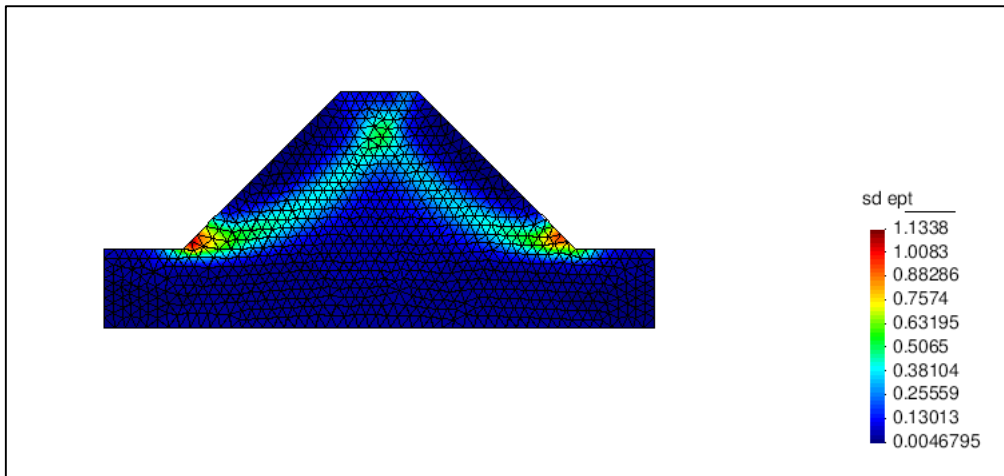
**Figura 38.** Desplazamientos en la presa de caolinita a los 20 segundos del sismo.

Así mismo en las Figuras 39, 40 y 41 se muestran los valores de la acumulación de la deformación (sd\_ept), pero esto solo se muestran con el fin de mostrar la evolución de la superficie de falla, como

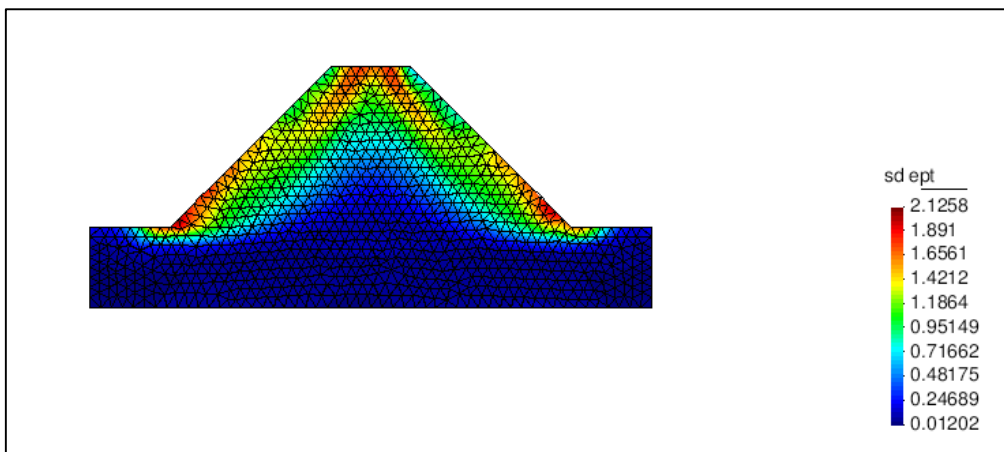
esta aparece alrededor de los 15 segundos (Figura 39), como se ve claramente alrededor de los 18 segundos (Figura 40) y luego como la presa ha fallado completamente (Figura 41).



**Figura 39.** Comportamiento de la presa de caolinita a los 15 segundos, acumulación de la deformación.



**Figura 40.** Comportamiento de la presa de caolinita a los 17,85 segundos, acumulación de la deformación.



**Figura 41.** Comportamiento de la presa de caolinita a los 15 segundos, acumulación de la deformación.

## Resultados obtenidos para la arcilla de china

En este apartado se muestran los resultados obtenidos para los cálculos numéricos dinámicos con los nuevos parámetros de suelo tomados de la arcilla de china.

Con este suelo se observa que la presa tiene un mejor comportamiento, más rígido que el anterior, por ejemplo para los 20 segundos (Figura 42) del sismo se observa que los desplazamientos son de tan solo 0,10-0,15m, mientras que en la caolinita eran de 3,0-4,0m. Además, se observa que la superficie de falla como tal, aparece hasta los 22 segundos del sismo, cuando la presa experimenta

el pico del sismo ( $4,32\text{m/s}^2$ ) y los desplazamientos se encuentran entre 0,40-1,0m, esto se observa en la Figura 43.

En la Figura 44, se observan los desplazamientos a los 23,75 segundos que es cercano al momento en que la presa falla, con desplazamientos entre 2,8-3,8m.

Así mismo, en este caso también se muestran los resultados de la acumulación de los desplazamientos en las Figuras 45, 46 y 47. Sin embargo en la 44 se observa que aún no se forma la superficie de falla, en la Figura 46 y 47 si se observa la superficie de falla, aunque no es como la obtenida con la caolinita que se observaba muy definidamente.

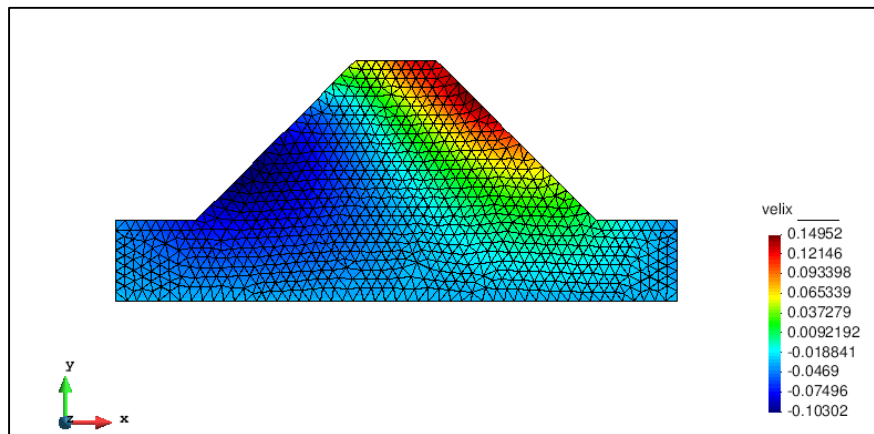


Figura 42. Desplazamientos en la presa compuesta por arcilla de china los 20 segundos del sismo.

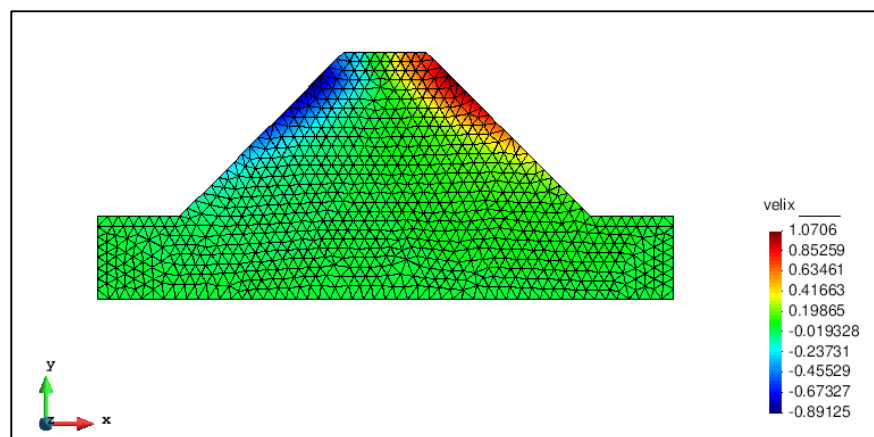


Figura 43. Desplazamientos en la presa compuesta por arcilla de china los 22 segundos del sismo.

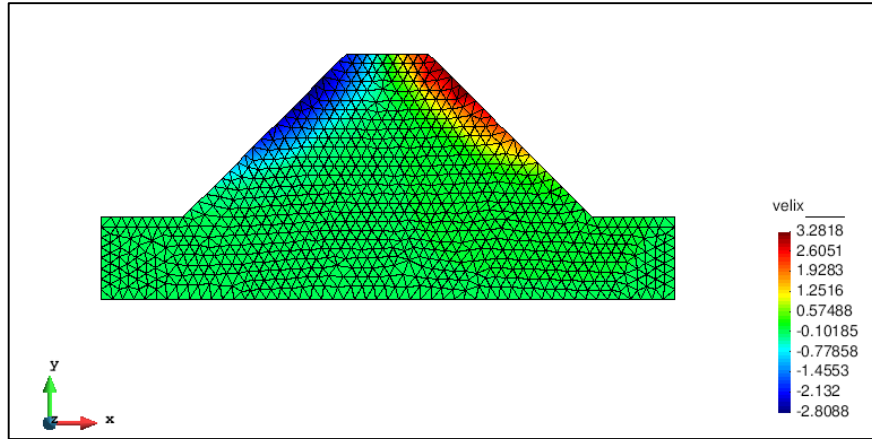


Figura 44. Desplazamientos en la presa compuesta por arcilla de china los 23,75 segundos del sismo.

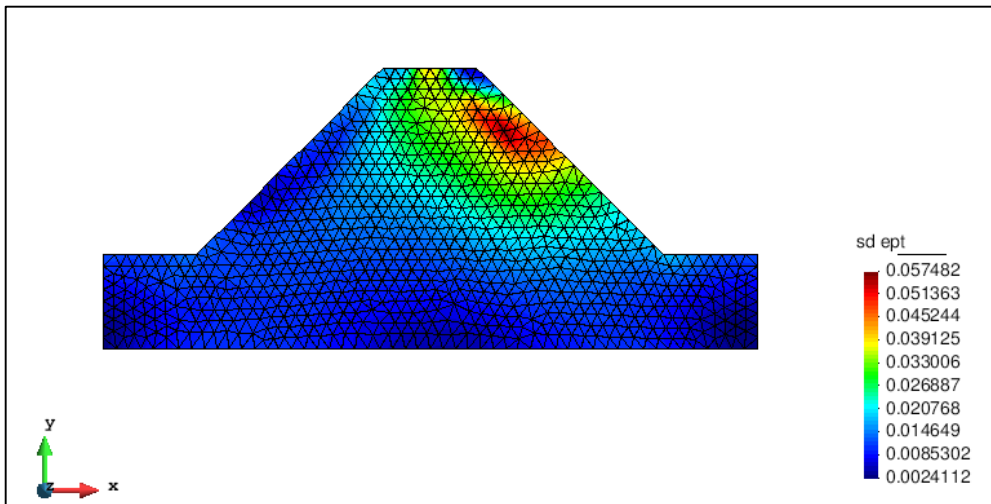


Figura 45. Comportamiento de la presa compuesta por la arcilla de china a los 20 segundos, acumulación de la deformación.

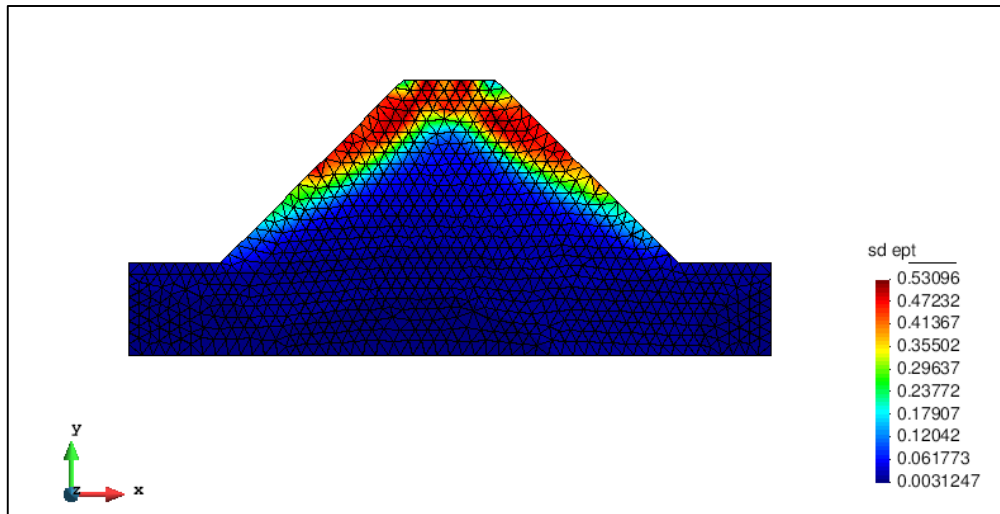
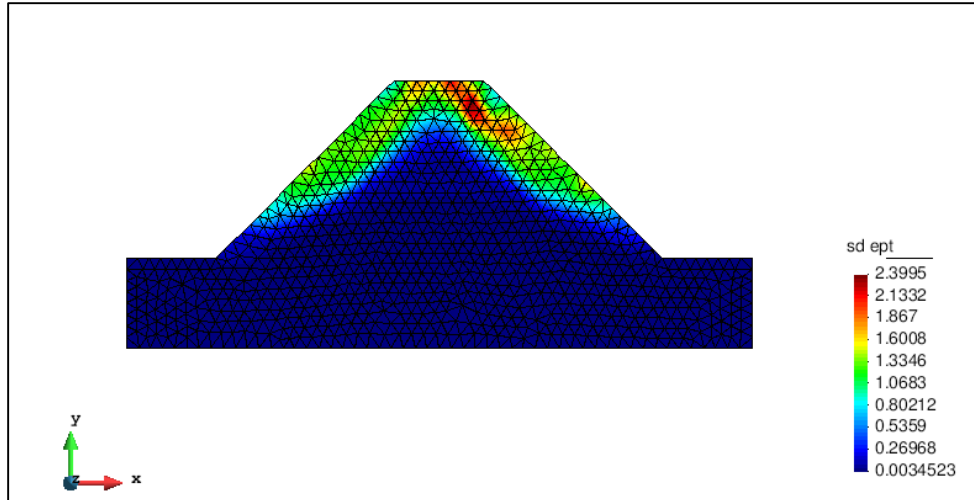


Figura 46. Comportamiento de la presa compuesta por la arcilla de china a los 22 segundos, acumulación de la deformación.

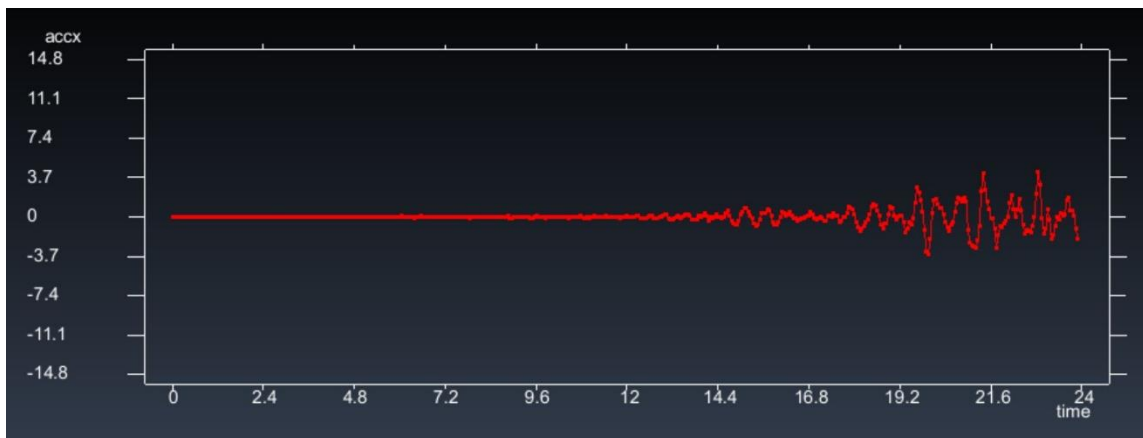


**Figura 47.** Comportamiento de la presa compuesta por la arcilla de china a los 23,75 segundos, acumulación de la deformación.

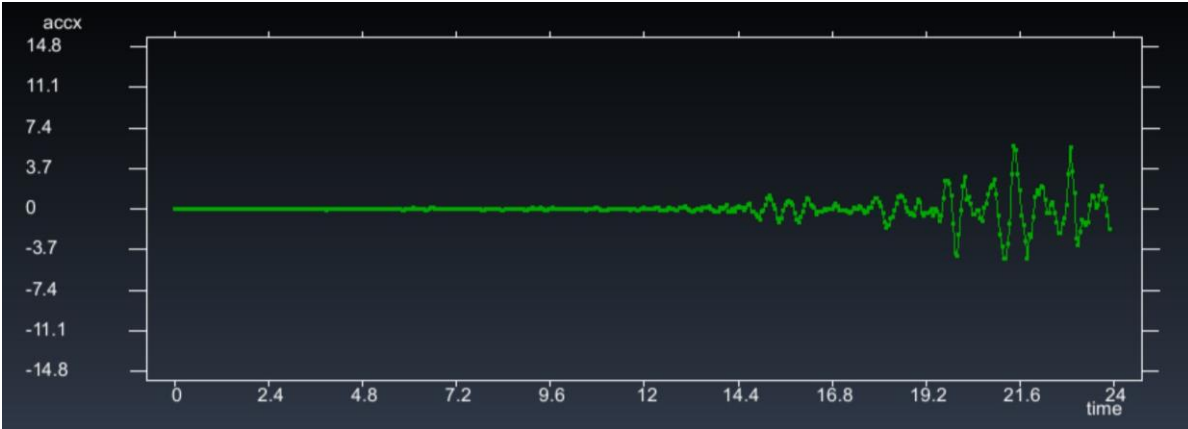
## Resultados de la amplificación de la aceleración

A continuación se presentan los resultados obtenidos con el modelo de elemento finito con respecto al comportamiento de la aceleración a distintas alturas de la presa de tierra, compuesta por la arcilla de china. En las Figuras 48-54 se puede observar la diferencia en las aceleraciones para las distintos puntos evaluados. En la Figura 32 en la metodología se muestran todas las curvas

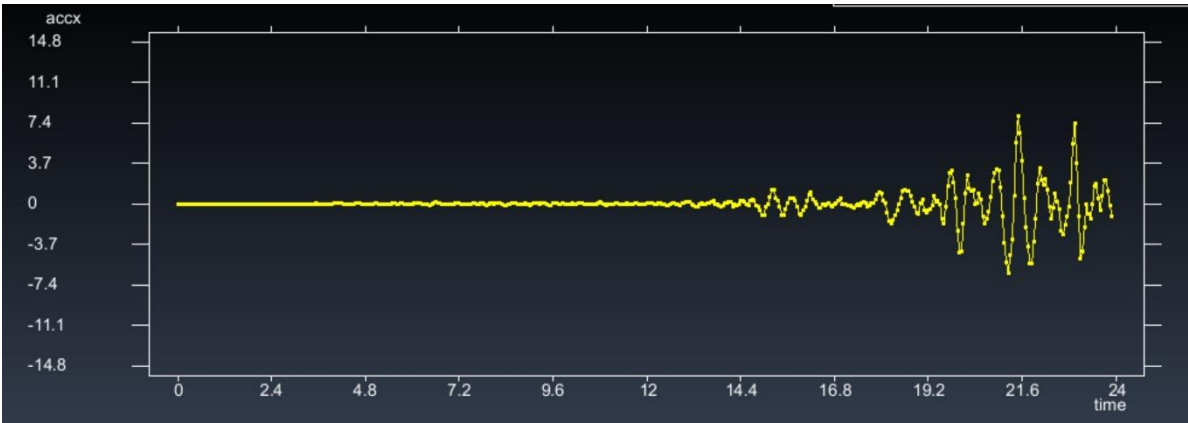
en un mismo gráfico para el lapso de los 14 a los 24 segundo, ya que los valores pico fueron utilizados para la determinación de la curva que representa la amplificación de la aceleración (Figura 33) y por tanto los coeficientes pseudoestáticos a utilizar durante los cálculos, mostrados en la Tabla 6.



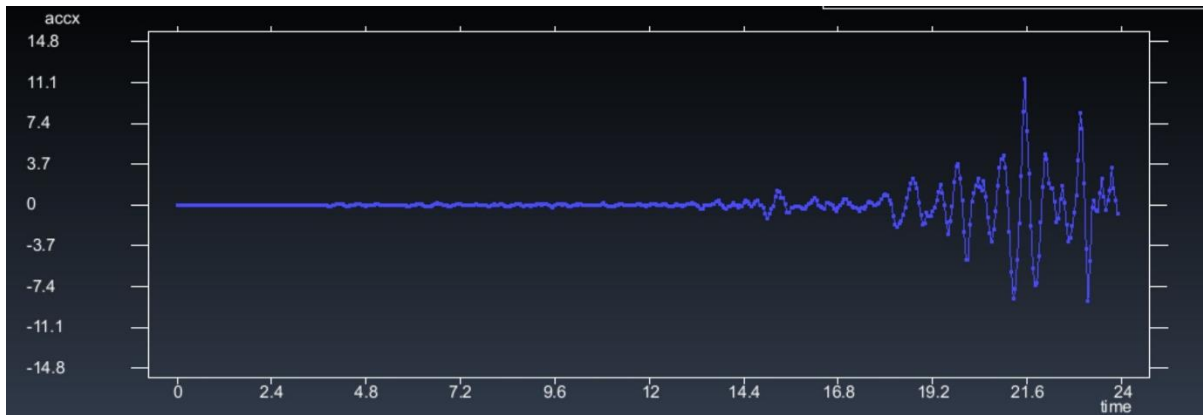
**Figura 48.** Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 0,24m.



**Figura 49.** Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 2,72m.

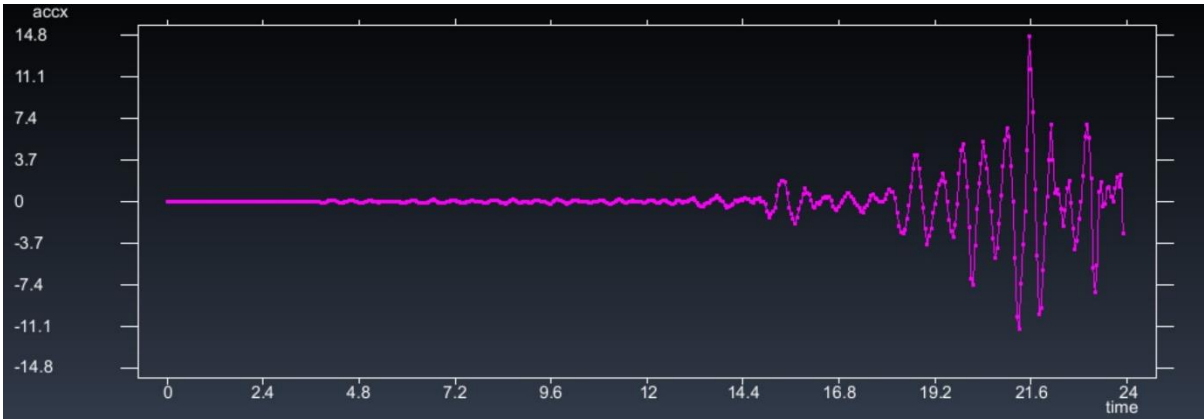


**Figura 50.** Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 4,11m.

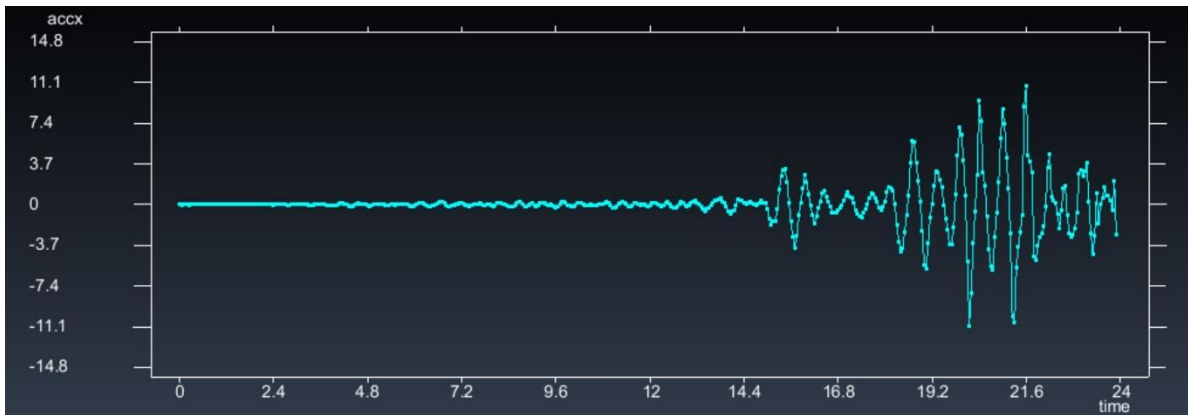


**Figura 51.** Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 5,56m.

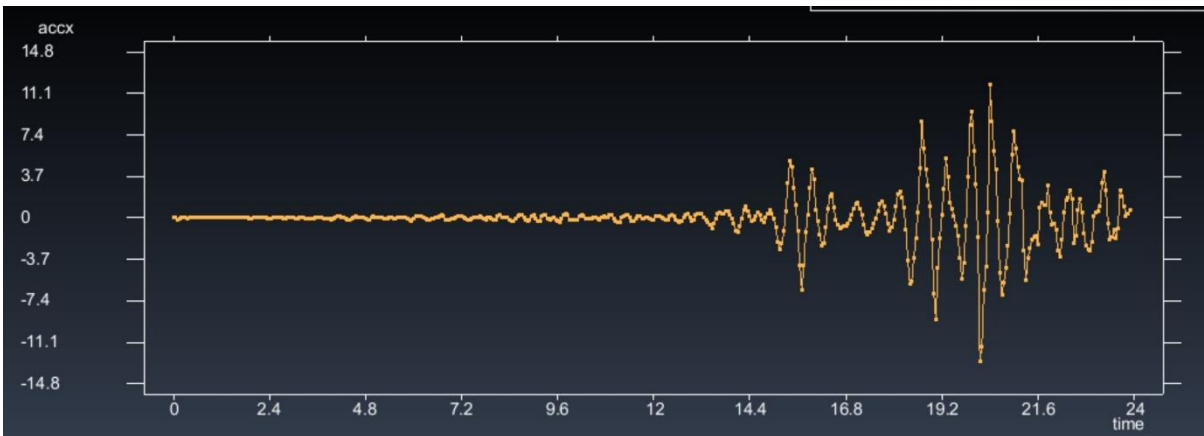




**Figura 52.** Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 6,98m.



**Figura 53.** Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 7,89m.



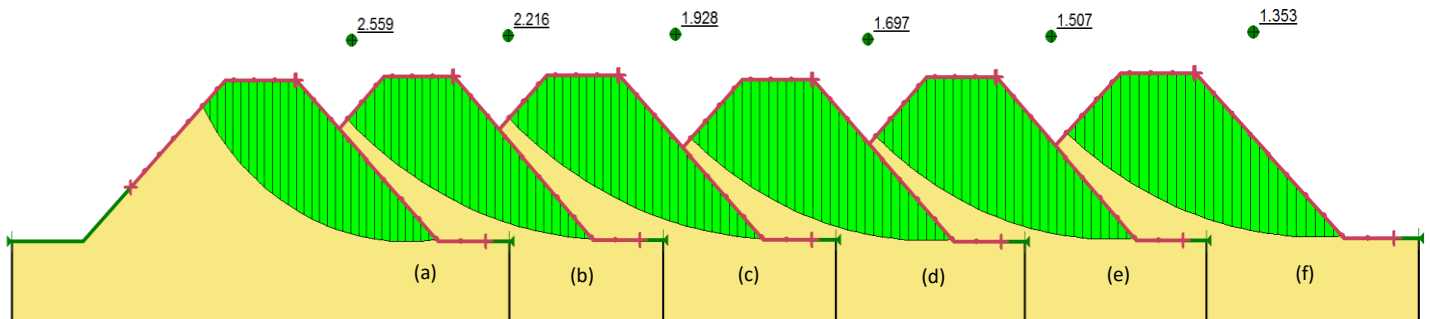
**Figura 54.** Evolución de la aceleración en la presa para la altura de 8.65m.

# Cálculos Pseudoestáticos

## Influencia del coeficiente sísmico

Para los primeros cálculos de la evaluación de taludes por medio del método pseudoestático, la influencia del coeficiente sísmico horizontal fue evaluada por medio del uso de los valores que aparecen en la Tabla 6. Se le especificó un peso unitario de  $14\text{kN/m}^3$ , una cohesión de  $36\text{kPa}$  y un ángulo de fricción  $26,14^\circ$ , valores que fueron obtenidos de la resistencia cortante pico según la Figura 29 (a).

Los factores de seguridad y superficies de falla obtenidos se pueden observar en la Figura 55. Resulta evidente que el factor de seguridad decrece con el uso de un coeficiente sísmico mayor, pero también puede observarse que no solo decrece sino que la masa deslizante potencial es de mayor tamaño, por tanto menos cercano a la realidad, más si comparados con los resultados obtenidos de los cálculos numéricos.



**Figura 55.** Factor de seguridad obtenido para la resistencia cortante pico del suelo, para los distintos coeficientes horizontales  $k_h$ : (a) 0,22 (b) 0,33 (c) 0,44 (d) 0,55 (e) 0,66 (f) 0,77.

Igualmente, ya que el modelo de elemento finito brinda información acerca de las deformaciones unitarias que experimenta la presa, se puede observar en la Figura 56 que antes del pico del sismo, los desplazamientos no son muy altos, entre 0-3%, pero después del tiempo de 21,6 segundos (cuando se experimenta el pico) los valores de deformación rondan entre el 1-14%, por esto los cálculos de estabilidad de taludes también fueron realizados con el valor de resistencia cortante crítica que corresponde a un valor de deformación unitaria del 8%, en este caso el peso unitario del material permanece en  $14\text{kN/m}^3$ , la cohesión utilizada fue de  $24,01\text{kPa}$  y un ángulo de fricción  $17,60^\circ$ .

Los factores de seguridad obtenidos para estas condiciones se muestran en la Figura 57, y se puede observar que el comportamiento es similar al descrito en la Figura 55.

Así mismo, en la Figura 56 puede notarse que en ciertos puntos, a los lados de la presa, la deformación unitaria, es tan alta como 40-80% cuando los taludes han fallado a los 24 segundos del sismo, y los puntos del centro que se encuentran superiores a la altura de 4,5m tienen deformaciones unitarias del 10%, por esto es que se decide tomar el esfuerzo crítico de la resistencia cortante para evaluar el comportamiento de los taludes debido a que con las fuerzas cíclicas a las que se ve sometido el suelo, se pierde resistencia debido a su comportamiento no-elástico, no-lineal.

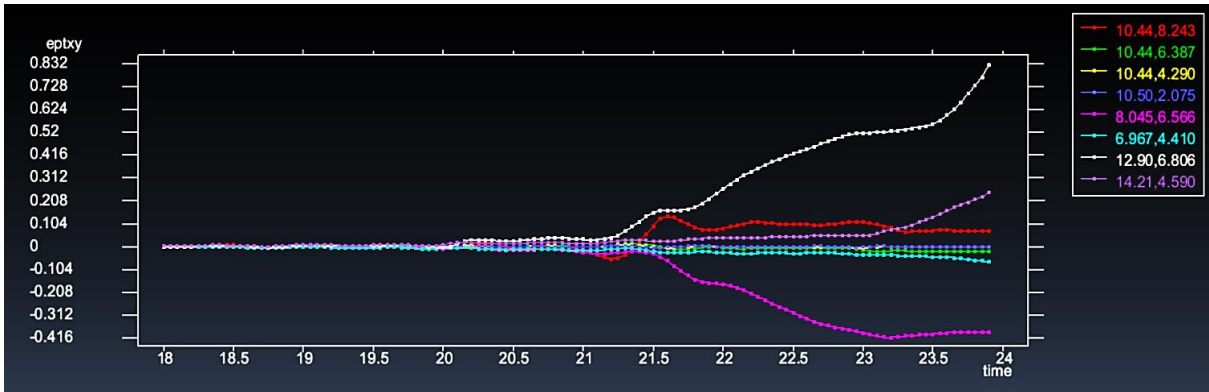


Figura 56. Deformación unitaria por cortante (eptxy) durante el sismo como función del tiempo (s).

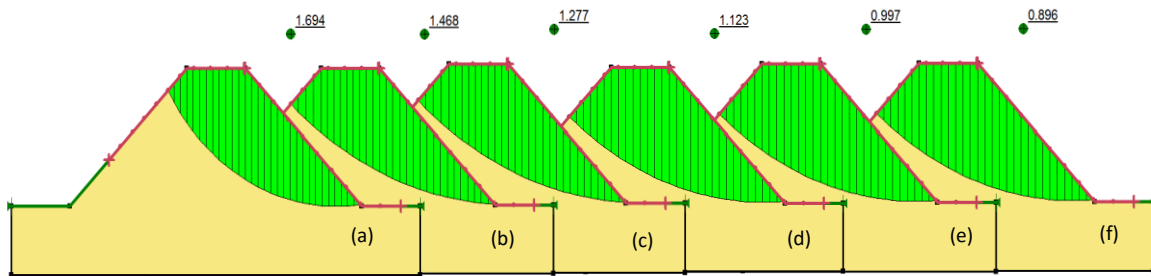


Figura 57. Factores de seguridad obtenidos con la resistencia cortante crítica para los distintos coeficientes sísmicos horizontales  $k_h$ : (a) 0,22 (b) 0,33 (c) 0,44 (d) 0,55 (e) 0,66 (f) 0,77.

El factor de seguridad fue graficado como función del coeficiente horizontal en la Figura 58 con los resultados obtenidos para las resistencias pico y residual mostrados en las Figuras 55 y 57.

Se puede observar que hay un comportamiento similar entre las curvas, ambas decrecen con un mayor coeficiente sísmico.

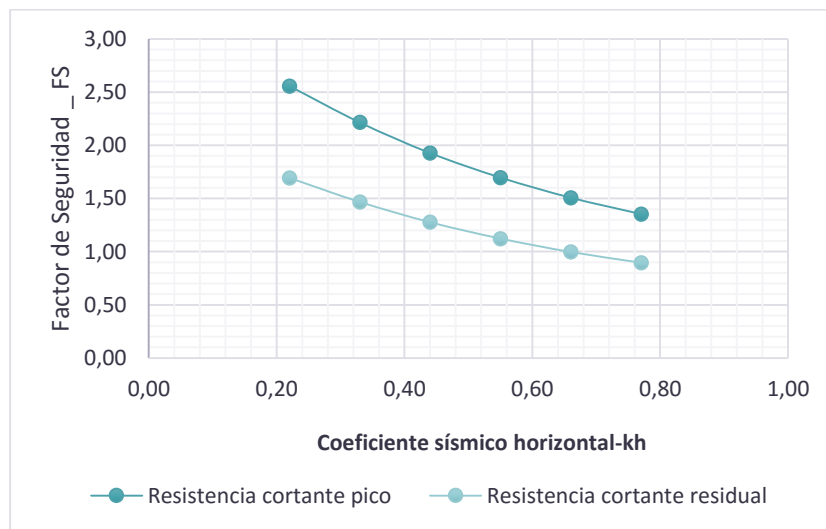


Figura 58. Comportamiento del factor de seguridad como función del coeficiente horizontal.

## Influencia de la resistencia cortante

La resistencia cortante de un suelo depende de la cohesión y el ángulo de fricción usando el criterio de mohr-coulomb.

En este primer caso, el coeficiente sísmico horizontal permanece con el mismo valor para los cuatro cálculos, con  $k_h = 0,55$ , mientras, la

resistencia cortante fue cambiada por los cuatro valores que se muestran en la Tabla 4.

Se puede observar de la Figura 59, que con respecto a la forma de la masa deslizante, esta es muy similar en todos los casos, sin embargo como es de esperarse, el factor de seguridad disminuye con valores más bajos de resistencia cortante.

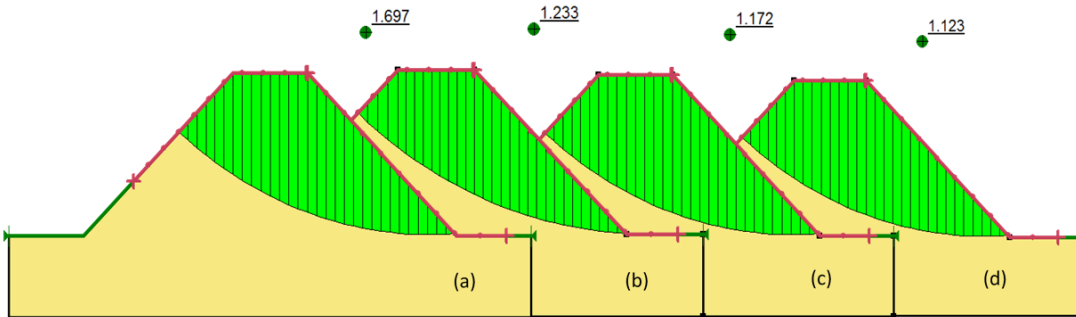


Figura 59. Factores de seguridad obtenidos con un coeficiente sísmico horizontal de 0,55 con distintos valores de resistencia cortante. (a) Pico:  $c = 36,15\text{kPa}$ ,  $\varphi = 26,1^\circ$ , (b) Valor Medio I  $c = 24,66\text{kPa}$ ,  $\varphi = 22,4^\circ$ , (c) Valor Medio II:  $c = 24,67\text{kPa}$ ,  $\varphi = 19,0^\circ$ , (d) Crítico  $c = 24,01\text{kPa}$ ,  $\varphi = 17,6^\circ$ .

## Cohesión

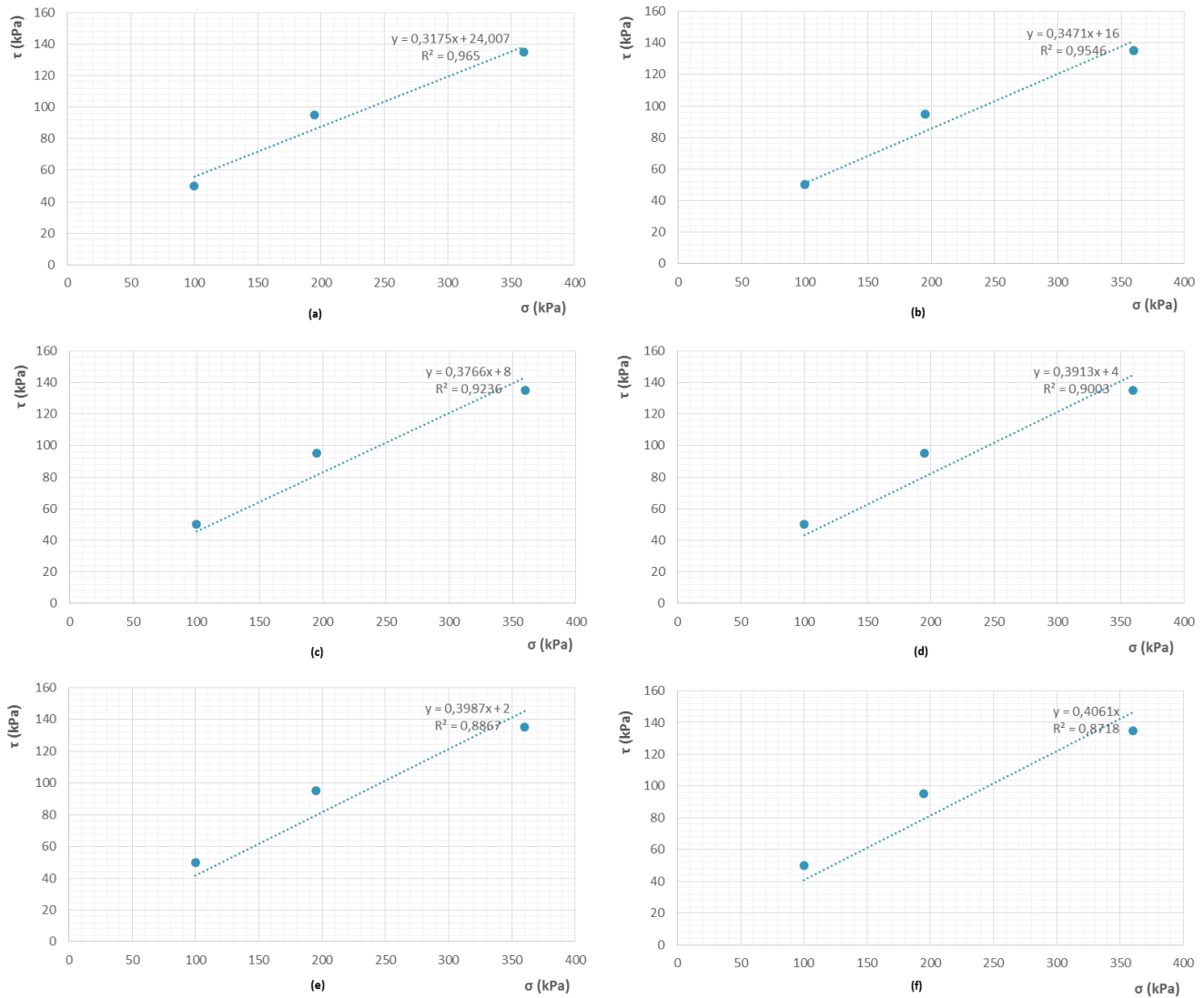
Usualmente, inclusive si el suelo es considerado sobreconsolidado, la manera correcta para describirlo es compactado en vez de consolidado, por tanto esto da la falsa noción de que el suelo resiste más de lo que en realidad puede.

En mecánica de suelos usualmente se asume que el suelo está completamente seco o completamente saturado, sin embargo existen situaciones en las que el suelo se encuentra parcialmente saturado (Powrie, 1997). Ya que este es el caso de un suelo parcialmente saturado, siempre existe un valor de cohesión pero el problema es que nunca se sabe con seguridad cuanto es este valor, por tanto en este apartado al evaluar el impacto de la cohesión en el factor de seguridad, primero se ajustó la línea de la resistencia cortante residual a distintos valores de cohesión, desde el máximo (24kPa), hasta el

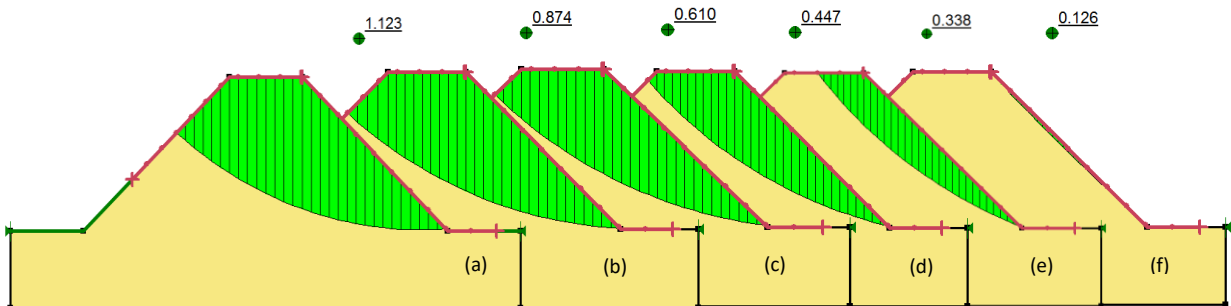
mínimo valor de cohesión (0kPa). Los resultados obtenidos al fijar la línea a diferentes valores de cohesión se observan en la Figura 60.

En la Figura 61 se observan los factores de seguridad obtenidos para los distintos ajustes de línea realizados, y se puede observar el impacto que la cohesión tiene en la masa deslizante. Así mismo en la Figura 62 se muestra el comportamiento del factor de seguridad en dependencia con la cohesión.

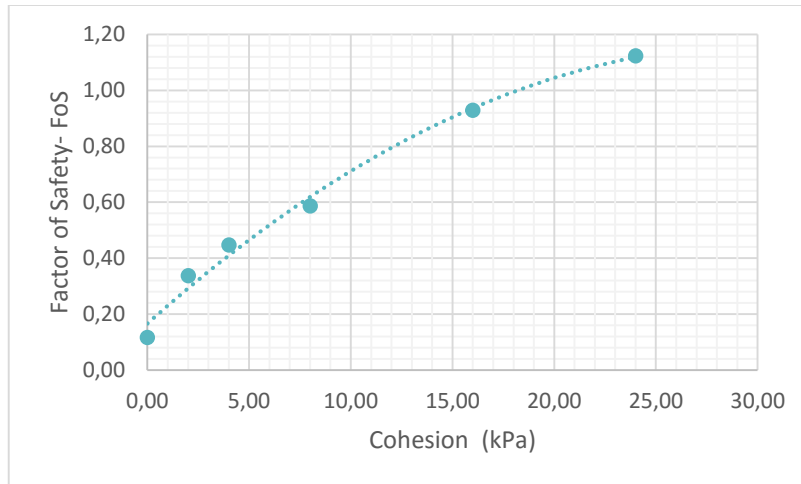
Además, en la Figura 63, se muestra lo que sucedería en el factor de seguridad, si la superficie de entrada y salida se ajusta a distintas posiciones, esto con el fin de mostrar lo sensible que puede ser el análisis pseudoestático y la facilidad con que se puede incurrir en un error.



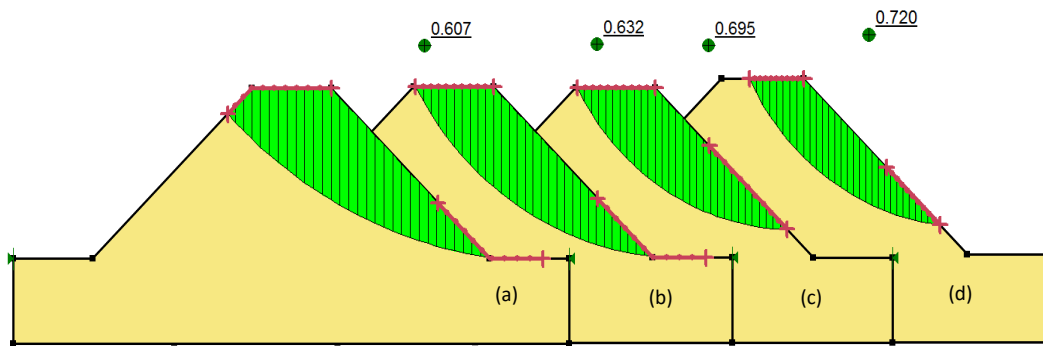
**Figura 60.** Gráficos de esfuerzo cortante vs esfuerzo normal para la resistencia cortante crítica con distintos valores de cohesión: (a) 24kPa,  $\varphi=17,60^\circ$  (b) 16kPa,  $\varphi=19,13^\circ$  (c) 8kPa,  $\varphi=20,61^\circ$  (d) 4kPa,  $\varphi=21,32^\circ$  (e) 2kPa,  $\varphi=21,71^\circ$  (f) 0kPa,  $\varphi=22,07^\circ$ .



**Figura 61.** Factores de seguridad obtenidos para la resistencia cortante crítica con distintos valores de cohesión: (a) 24kPa,  $\varphi=17,60^\circ$  (b) 16kPa,  $\varphi=19,13^\circ$  (c) 8kPa,  $\varphi=20,61^\circ$  (d) 4kPa,  $\varphi=21,32^\circ$  (e) 2kPa,  $\varphi=21,71^\circ$  (f) 0kPa,  $\varphi=22,07^\circ$ .



**Figura 62.** Comportamiento del factor de seguridad como función de la cohesión (kPa) en la presa para el valor de resistencia cortante crítica.



**Figura 63.** Diferentes factores de seguridad obtenidos para las mismas propiedades del suelo, cohesión de 8kPa,  $\varphi=20,61^\circ$  y un  $kh=0,55$  pero con diferentes puntos de entrada y salida de la superficie de falla.

## Ángulo de fricción

En este caso el factor de seguridad fue determinado usando el mismo coeficiente sísmico horizontal (0,55) y utilizando la misma cohesión de 8kPa durante los cuatro cálculos de estabilidad de taludes y cambiando solamente el ángulo de fricción para observar el comportamiento de la falla en el talud. Los ángulos de fricción evaluados corresponden a los diferentes valores de resistencia cortante (pico, crítico y los dos valores medios) pero siempre fijando la línea para asumir que tiene una cohesión de 8kPa. Esto se expone de manera gráfica en la Figura 64.

En la Figura 64 se observa como al utilizar un valor más alto en el ángulo de fricción este aumenta un poco, sin embargo el impacto no es tan significativo como el de la cohesión.

En el caso de la Figura 65, el factor de seguridad fue graficado en dependencia con el ángulo de fricción. Inicialmente se realizó solo para cohesión de 8kPa, pero posteriormente se decidió otros cálculos pseudoestáticos con las cohesiones de 2 y 24kPa (y sus respectivos ángulos de fricción

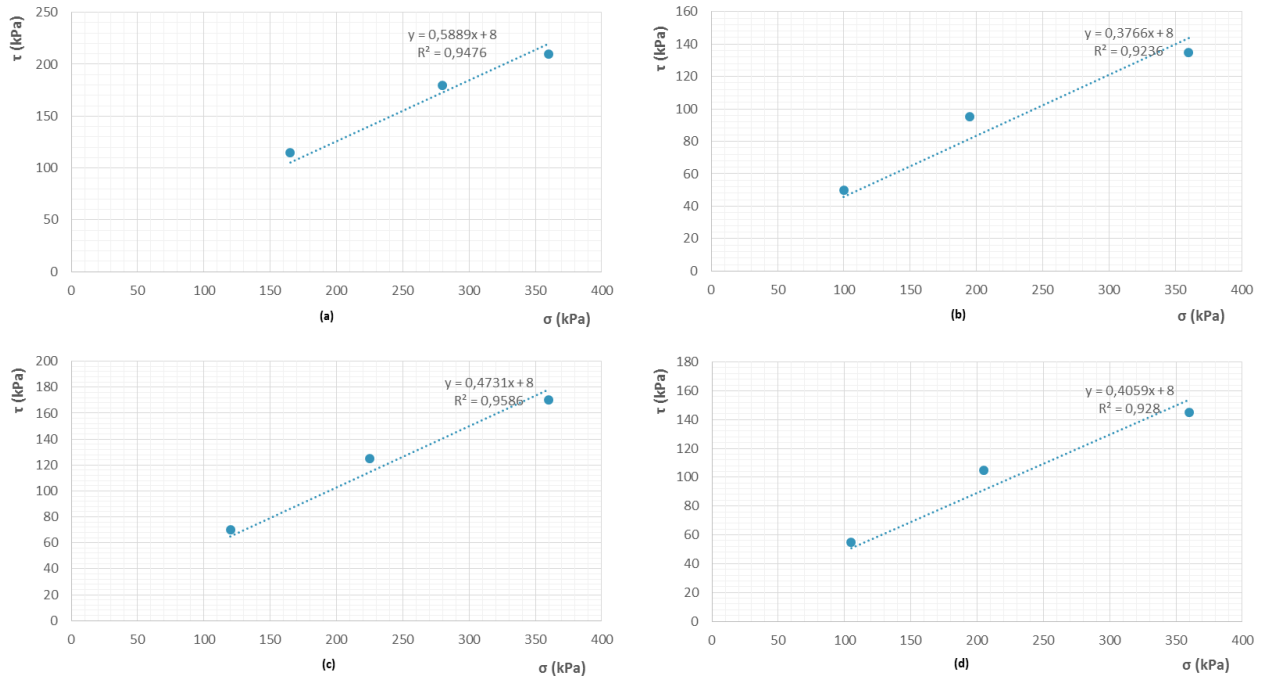


Figura 64. Gráficos de esfuerzo cortante vs esfuerzo normal para una resistencia cortante con una cohesión de 8kPa con distintos ángulos de fricción: (a) 30,30° (b) 25,25° (c) 22,00° (d) 20,60°.

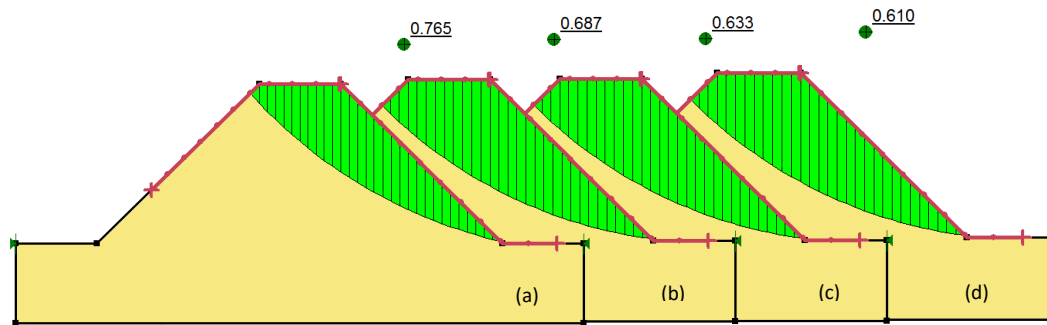


Figura 65. Factor de seguridad obtenido para una cohesión de 8kPa con distintos ángulos de fricción: (a) 30,30° (b) 25,25° (c) 22,00° (d) 20,60°.

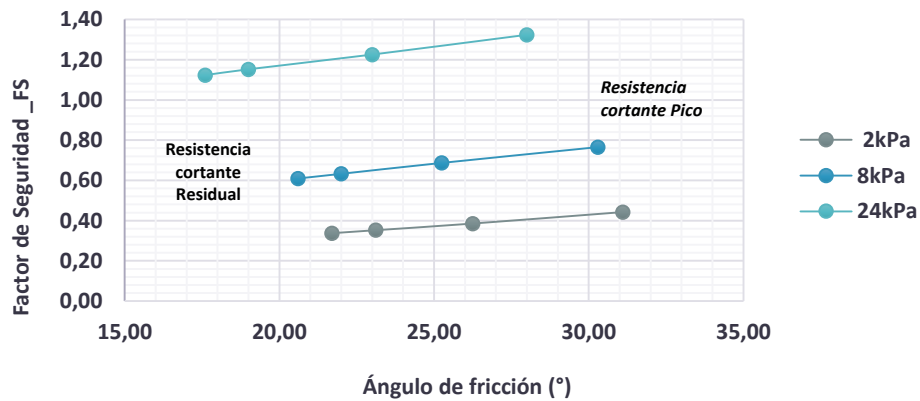


Figura 66. Comportamiento del factor de seguridad como función del ángulo de fricción en la presa para las cohesiones de: 2, 8 y 24kPa.

# Análisis de resultados

## Cálculos numéricos dinámicos

Con respecto a los resultados obtenidos con el modelo de elemento finito, o cálculos numéricos, se observó que el cambio del suelo en estudio era necesario y que la arcilla de china respondía al sismo con un mejor comportamiento que la caolinita, a pesar de que en la presa compuesta por esta última la superficie de falla se apreciaba y se comportaba de la manera deseada.

Con respecto a la amplificación de la aceleración se observa como efectivamente la aceleración cambia con respecto a la altura de la presa. En la Figura 48 se muestra el comportamiento en la base de la presa, por tanto si en un análisis pseudoestático no se toma en cuenta este incremento en la aceleración con respecto a su altura, se estaría asumiendo que toda la presa vibra como se muestra en esta figura, sin embargo en las Figuras que siguen (49-54) se observa la diferencia en el comportamiento en distintos puntos de la presa, cabe mencionar que este análisis fue realizado solamente variando la altura, la posición en  $x$  si es la misma para todos los puntos, al centro de la presa.

Así mismo fue posible observar que la aceleración de la presa se vio incrementada en casi 3,5 veces de la base a la cresta (Figura 33), esto demuestra la dificultad para escoger un coeficiente sísmico pseudoestático apropiado, ya que en este caso la aceleración pico (PGA) del sismo era de  $4,32\text{m/s}^2$  y si se aplica a ecuación del Eurocódigo, esto daría un coeficiente de 0,22, pero este valor sería incorrecto ya que no refleja el comportamiento de las ondas dentro de la presa. Sin embargo, también se incurriría en un error si se utiliza el valor de 3,5 veces ( $kh= 0,77$ ) ya que solo representaría el movimiento en la cresta de la presa.

Se puede observar en las Figuras 43 y 44 que la superficie de falla obtenida en los cálculos numéricos aparece entre las alturas de 4,0-9,0m, por esto un buen valor de coeficiente pseudoestático para el análisis realizado sería un  $kh= 0,55$  (2,5 veces el PGA de la base) por tanto ese sería el valor medio si se toma entre estos valores.

## Cálculos pseudoestáticos

Con respecto a los cálculos pseudoestáticos se tienen los resultados a partir del estudio paramétrico. Primero se evaluó el impacto del coeficiente sísmico, esto se observa en la Figura 55 para la resistencia cortante pico, se observa como evidentemente al utilizar un mayor coeficiente sísmico horizontal, el factor de seguridad disminuye, así mismo la masa deslizante aumenta su tamaño.

Como se comentó en la sección de resultados, de los resultados obtenidos con los cálculos numéricos se tienen las deformaciones unitarias por cortante, el comportamiento de estas deformaciones unitarias se observa en la Figura 56, para los puntos evaluados y debido a que estas son mayores al 8%, se realizaron cálculos pseudoestáticos para la condición crítica de la resistencia al suelo y se asumió que esta era la condición del suelo al momento del sismo. Por tanto en la Figura 57 se observa que el comportamiento es similar al de la Figura 55 pero con valores más bajos de factor de seguridad, esto puede observarse en la Figura 58 pero entre los factores de seguridad obtenidos para la resistencia pico y la crítica hay una diferencia de casi 1,0, por tanto aquí se observa la influencia del valor escogido de resistencia cortante para el análisis.



El impacto de la resistencia cortante también puede observarse en la Figura 59 donde se evaluaron los cuatro valores de resistencia cortante obtenidos por medio de las simulaciones de prueba triaxial (estos valores se encuentran tabulados en la Tabla 4), y utilizando un solo valor de coeficiente pseudoestático  $k_h = 0,55$ . Se observa como es de esperarse que el factor de seguridad disminuye al usar una resistencia cortante menor, en este caso el FS es de 1,697 si se toma la resistencia pico del suelo y de 1,123 si se realiza con la crítica, esto muestra la importancia de la escogencia de la resistencia cortante del suelo, ya que usualmente al llevar a cabo análisis pseudoestáticos se utiliza la resistencia pico, entonces así mismo se nota la ayuda que ofrecen los cálculos numéricos ya que brinda información de las deformaciones unitarias que experimenta la presa en cada paso.

Con respecto a la cohesión, como se mencionó anteriormente cuando se determina la resistencia cortante de un suelo por lo general se aplica el criterio de mohr-coulomb y se fija una línea de mejor ajuste con la que se conoce la cohesión y ángulo de fricción del suelo. Sin embargo, en suelos como este, se tiene un valor de cohesión pero no todo, por tanto en la Figura 60 se muestra los distintos valores de resistencia cortante que se obtuvieron al fijar la línea a distintos valores de cohesión: 24, 16, 8, 4, 2 y 0kPa y en la Figura 61 se ven los factores de seguridad obtenidos con dichos valores de cohesión. Se observa el gran impacto que tiene a cohesión en los resultados obtenidos, del valor máximo al mínimo de cohesión se tienen factores de seguridad de 1,123 y 0,126 respectivamente, por tanto el último valor es 10% del primero. Un comportamiento importante que se puede observar es la diferencia entre las masas deslizantes, sin cohesión la superficie de falla es extremadamente fina, pero conforme se asume un valor mayor de cohesión la masa deslizante se vuelve más y más grande, y si se compara con los resultados obtenidos de los cálculos numéricos, la superficie de falla que se asemeja más sería la que se muestran en la Figura 61(e) para una cohesión de 2kPa. Esto muestra el error tan grande y el gran impacto que tendría el utilizar un todo el valor de cohesión, además si se decide tomar como referencia los resultados obtenidos con el modelo de elemento finito y con estos definir los puntos de entrada y salida de la falla, también se incurriría en un error si solo se

hace esto y no se baja el valor de cohesión. En la Figura 63, se observa el comportamiento al utilizar una cohesión de 8kPa con ángulo de fricción de  $20,61^\circ$  y un  $k_h$  de 0,55 pero con distintos puntos de entrada y salida, se observa como al definir puntos de entrada y salida para una superficie de falla más pequeña, se provoca un factor de seguridad más alto, lo cual sería incorrecto también, y el cambio es más entre más cohesión se asuma, por tanto esto también conllevaría a un error.

En cuanto al ángulo de fricción se observa que al utilizar un valor más alto eleva un poco el factor de seguridad, sin embargo su impacto no es tan grande como el de la cohesión, ya que los valores obtenidos van de 0,610 a 0,765, del valor residual al valor pico con una misma cohesión y cuando se evaluó de la resistencia residual a la pico con distintos valores de cohesión el cambio era de 0,126 a 1,123. También se observa que con un ángulo de fricción más alto la masa deslizante es un poco más delgada.

En el caso de la Figura 66, se muestra el comportamiento del factor de seguridad en dependencia con el ángulo de fricción, al principio esto solo fue realizado para el valor de cohesión de 8kPa, pero luego se decidió ejecutar otros cálculos numéricos con otras cohesiones (2 y 24kPa) para observar mejor el comportamiento, y se puede ver como la relación entre el ángulo de fricción y el factor de seguridad es de carácter lineal, por tanto con distintos valores de cohesión las líneas son prácticamente paralelas entre sí, y de igual forma aquí se puede apreciar el impacto de la cohesión, ya que de alguna forma la cohesión define la intersección de la línea con el eje Y.

## **Comparación entre los resultados obtenidos con los dos métodos**

Este trabajo demuestra lo sensitivo que puede llegar a ser un análisis de estabilidad de taludes por medio del método pseudoestático y de todos los factores que lo afectan y que tan fácil cambian el valor del factor de seguridad obtenido, debido a que cada decisión tomada a la hora de realizar el análisis afecta el resultado obtenido

Esto también muestra que debe existir conocimiento en el uso de software convencional para estabilidad de taludes, ya que hoy en día muchas veces muchos factores no son considerados y los software son vistos como herramientas fáciles que dan una respuesta simple a los problemas de ingeniería cuando en realidad no es así, ya que se sabe que el comportamiento del suelo es uno de los más difíciles de representar, más cuando intervienen problemas de cargas cíclicas.

Resulta evidente que los dos métodos no se pueden comparar de manera directa, ya que el análisis pseudoestático solo brinda un factor de seguridad, mientras que el modelo de elemento finito brinda información acerca de los desplazamientos, deformación unitaria y aceleraciones en la presa, lo cual lo convierte en un mejor método para evaluar la estabilidad de taludes, así mismo porque si hay información de desplazamientos es posible controlarlos de acuerdo con los desplazamientos permitidos de cada problema individual. Mientras tanto en el método pseudoestático solo se tiene un número el cual si es menor que 1,0 significa que ha fallado, pero no se tienen datos que corroboren esto. Sin embargo, como fue mencionado por Hynes-Griffin y Franklin (1984) el uso de 0,5 PGA en conjunto con un factor de seguridad de 1,0 produce un desplazamiento menor a 30 cm por tanto esta podría ser una forma de comparar ambos métodos.

Es claro que en este caso, los resultados muestran inestabilidad en la presa con ambos métodos pero en los cálculos numéricos es claro en qué momento ocurre la falla. Si la falla de la Figura 61(e) se toma como referencia para ser comparada con la superficie de falla obtenida en los cálculos numéricos, el factor de seguridad de esta es de 0,338. Por tanto al comparar con los resultados finales, si para un factor de seguridad de 1,0 los desplazamientos deben ser menores a 30cm, tiene sentido que para un factor de seguridad de 0,338 los desplazamientos sean mayores a 1,0m. En este caso cuando la presa falla completamente los desplazamientos se encuentran entre 2,5-3,0m, pero con el factor de seguridad es difícil saber, por tanto en estos casos se debe modificar la geometría o utilizar un método de estabilización de taludes y evaluar la presa hasta que el factor de seguridad sea 1,0 o menor.

# Conclusiones

La selección de un coeficiente sísmico apropiado puede ser de gran dificultad, en este caso el PGA de sismo era de  $4,32\text{m/s}^2$  esto daría un coeficiente de 0,22, pero este valor sería incorrecto ya que no refleja el comportamiento de las ondas dentro de la presa.

Se demostró que la aceleración se ve amplificada hasta en 3,5 veces. Sin embargo, utilizar el valor de 3,5 veces ( $kh= 0,77$ ) solo representaría el movimiento en la cresta de la presa por lo que conllevaría a un análisis conservador y por tanto erróneo.

Un buen valor de coeficiente pseudoestático para este caso de análisis sería un  $kh= 0,55$  (2,5 veces el PGA de la base) debido a que la falla durante los cálculos numéricos aparece entre los 4,0-9,0m por tanto ese sería el valor medio si se toma entre estos valores.

El impacto de la resistencia cortante muestra que puede llegar a ser incorrecto utilizar la resistencia cortante pico al realizar cálculos pseudoestáticos ya que no existe información sobre desplazamientos o deformación unitaria, que respalden el estado del suelo en ese momento.

En este caso, la resistencia cortante escogida fue la crítica, debido a que la deformación unitaria por cortante antes del sismo era mayor al 8% en algunos de los puntos evaluados.

El uso de un valor más alto de ángulo de fricción no es tan significativo, eleva ligeramente el factor de seguridad pero no tiene el impacto que tiene la cohesión.

En el caso de la cohesión, fue claro el impacto de esta tanto en el factor de seguridad como en la forma de la masa deslizando.

La superficie de falla obtenida durante el análisis pseudoestático que se asemeja más a la obtenida con los cálculos numéricos es la Figura 61(e) la cual fue realizada para un  $k=0,55$ , una cohesión de 2kPa un ángulo de fricción de  $21,71^\circ$ .

Al determinar la fuerza cortante en el laboratorio o con una simulación es incorrecto asumir que la cohesión en el suelo está determinada por la línea de mejor ajuste ya que no siempre este es el caso, y esto contribuye a asumir una resistencia cortante más alta de lo que en realidad es.

Se debe tener conocimiento para evaluar la estabilidad de taludes por medio del método pseudoestático ya que este se ve afectado por muchos factores y en ocasiones se requiere de un estudio más profundo para cada caso individual.

Para ese trabajo se aplicó un  $kh$  de 0,55 para un sismo de  $4,32\text{m/s}^2$ , y en muchos países como Costa Rica, se experimentan sismos de mayores magnitudes y los valores recomendados están por debajo con respecto al coeficiente elegido, esto se debe a que no se puede tratar todos los taludes por igual. Y aunque el Eurocódigo tome en cuenta un factor topográfico que va de 1,0-1,4, en el presente trabajo la aceleración se amplificó en 2,5 veces dentro de la presa, entonces se observa que según el tipo de suelo y la geometría de la presa, puede que esto tampoco sea suficiente.

Se recomienda el uso de cálculos numéricos dinámicos ya que estos brindan información acerca de lo que está pasando en la presa en cada paso.

# Bibliografía

- Andrianopoulos, K., Papadimitriou, A., Bouckovalas, G., & Karamitros, D. (2014). Insight into the seismic response of earthdams with an emphasis on seismic coefficient estimation. *Computers and Geotechnics*, 195-210.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica* (2da ed.). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2015). *Código geotécnico de taludes y laderas*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Avilés Madrigal, E. (12 de 08 de 2015). La evaluación de la estabilidad de taludes en Costa Rica. (S. Hernández Villegas, Entrevistador)
- Braja M, D. (2001). *Fundamentals on Geotechnical Engineering*. México: Thomson Learning.
- Chopra, A. (1967). Earthquake Response of Earth Dams. *Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley*.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica 2010* (4a ed.). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Dept. of Civil Engg. Indian Institute of Technology. (s.f.). *Seismic Slope Stability Analysis*. Recuperado el 12 de 11 de 2015, de <http://www.nptel.ac.in/courses/105104136/Module%208/Lecture%2038.pdf>
- DIN 18135. (2012-04). *Soil - Investigation and testing - Oedometer consolidation test*. German Institute for Standardization (DIN).
- DIN 18137-3. (2002-09). *Soil, investigation and testing - Determination of shear strength - Part 3: Direct shear test*. German Institute for Standardization (DIN).
- DIN EN 933-3. (2012-04). *Tests for geometrical properties of aggregates - Part 3: Determination of particle shape - Flakiness index*. German Institute for Standardization (DIN).
- DIN EN 933-4. (2015-01). *Tests for geometrical properties of aggregates - Part 4: Determination of particle shape - Shape index*. German Institute for Standardization (DIN).
- Dismuke, J. (2002). SEISMIC SLOPE STABILITY AND ANALYSIS OF THE UPPER SAN FERNANDO DAM. The University of California at Davis. Recuperado el 10 de 2015, de <http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/ECI284/TermProjects/2002/JDismuke.doc>
- Fredlung, D., Krahn, J., & Pufahl, D. (s.f.). The relationship between Limit Equilibrium Slope Stability Methods. *DEpt. of Civil Engineering, University of Saskatchewan*, 409-416. Recuperado el 03 de 2016, de <http://infohost.nmt.edu/~Mehrdad/ME442/assets/pdf/TheRelationshipbetweenLimitEquilibriumSlopeStabilityMethods.pdf>
- GEO-SLOPE International Ltd. (2010). *Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version*. Calgary, Alberta, Canada.
- Hack, R., Alkema, D., Leenders, N., Kruse, G., & Luzi, L. (2007). *Influence of earthquakes on the stability of slopes*.
- Idriss, I., & Seed, H. (1967). Response of Earthbanks During Earthquakes. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, 61-82.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Engineering*. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall, Inc.

- Laporte Pirie, M. (2004). PROPUESTA PARA LA ESCOGENCIA DEL COEFICIENTE DINÁMICO PARA EL ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE ESTABILIDAD DE TALUDES. *III Congreso Panamericano de Enseñanza-Aprendizaje de Ingeniería Geotécnica*.
- Makdisi, & Seed. (1978). Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 849-867.
- Marcuson, W., Heynes, M., & Franklin, A. (2007). Seismic Design and Analysis of Embankment Dams: The State of Practice. *Geotechnical and Structures Laboratory. Engineer Research and Development Center*. Recuperado el 10 de 12 de 2015, de <http://www.columbia.edu/cu/civileng/ling/burmister/2007/Marcuson.pdf>
- Masín. (2005). A hypoplastic constitutive model for clay. *INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL AND ANALYTICAL METHODS IN GEOMECHANICS*, 311–336. Recuperado el 20 de 11 de 2015, de <http://www.interscience.wiley.com>.
- Masín, D. (2005). A hypoplastic constitutive model for clay. *INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL AND ANALYTICAL METHODS IN GEOMECHANICS*, 311–336. Recuperado el 20 de 11 de 2015, de <http://www.interscience.wiley.com>.
- Masín, D. (2006). A hypoplastic constitutive model for clays with meta-stable structure. *Canadian Geotechnical Journal*. Recuperado el 08 de 01 de 2016, de [https://www.researchgate.net/publication/233713697\\_A\\_hypoplastic\\_constitutive\\_model\\_for\\_clays\\_with\\_meta-stable\\_structure](https://www.researchgate.net/publication/233713697_A_hypoplastic_constitutive_model_for_clays_with_meta-stable_structure)
- Melo, C., & Sharma, S. (2004). SEISMIC COEFFICIENTS FOR PSEUDOSTATIC SLOPE ANALYSIS. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Mullis, J., Walker, O., Boyd, H., & Larreché, J.-C. (2007). *Administración del marketing: Un enfoque en la toma de decisiones estratégicas* (5ta ed.). México, D.F.: McGraw Hill.
- Niemunis, A. (01 de 2002). *Extended hypoplastic models for soils*. Recuperado el 06 de 01 de 2016, de <http://www.pg.gda.pl/~aniem/pap-zips/Hab-19-12-2002.pdf>
- Niemunis, A., & Herle, I. (1998). *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. Vancouver, Canada: 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Niemunis, A., & Herle, I. (1998). *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. Vancouver, Canada: 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Papadimitriou, A., Bouckovalas, G., & Adrianopoulos, K. (2014). Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 57-73.
- Powrie, W. (1997). *Soil mechanics: Concepts and Applications*. London, UK: E & FN Spon.
- US Army Corps of Engineers. (2003). *Engineering and Design: Slope Stability*. Washington, DC. Recuperado el 08 de 2015, de [http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM\\_1110-2-1902.pdf](http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1902.pdf)
- Wang, L., Zhang, G., & Zhang, J.-M. (2011). Centrifuge model tests of geotextile-reinforced soil embankments during an earthquake. *Elsevier*, 222-232.
- Wegener, D., & Herle, I. (2014). Prediction of permanent soil deformations due to cyclic shearing with a hypoplastic constitutive model. *Ernst & Sohn: Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*, 113-122.
- Weifner, T. (2006). *Review and Extension of Hypoplastic Equations*. (D. Kolymbas, Ed.) Berlin: Logos Verlag.

# Apéndices

Apéndice A. Resultados obtenidos durante el ensayo para la determinación del límite líquido

Determinación del límite líquido				
Nº de prueba	1	2	3	4
Nº de bandeja	13	36	77	s109
Nº de golpes (15-40)	32	30	17	22
Peso bandeja + Peso húmedo <b>mb +m</b> (g)	18,30	23,80	22,20	33,00
Peso bandeja + Peso seco <b>mb+md</b> (g)	16,22	20,41	18,73	28,52
Peso bandeja <b>mb</b> (g)	11,80	13,10	11,90	19,40
Peso del agua <b>mw= m-md</b> (g)	2,08	3,39	3,47	4,48
Peso de la prueba seca <b>md</b> (g)	4,42	7,31	6,83	9,12
Porcentaje de humedad <b>w=mw/md</b> (%)	47,06%	46,37%	50,81%	49,12%
Límite líquido (a los 25 golpes) <b>wl</b> (%)	48,37%			

Apéndice B. Resultados obtenidos durante el ensayo para la determinación del límite plástico.

Determinación del límite plástico			
Nº de prueba	1	2	3
Nº de bandeja	142	43	382
Peso bandeja + Peso húmedo <b>mb +m</b> (g)	33,50	29,67	27,06
Peso bandeja + Peso seco <b>mb+md</b> (g)	32,20	28,35	25,72
Peso bandeja <b>mb</b> (g)	27,90	24,18	21,42
Peso del agua <b>mw= m-md</b> (g)	1,30	1,32	1,34
Peso de la prueba seca <b>md</b> (g)	4,30	4,17	4,30
Porcentaje de humedad <b>w=mw/md</b> (%)	30,23%	31,65%	31,16%
Límite plástico	31,02%		

Apéndice C. Cargas y esfuerzos aplicados en cada uno de los pasos de la prueba de consolidación así como el asentamiento obtenido.

Fecha	Carga aplicada (kg)	Esfuerzo $\sigma$ (kPa)	Asentamiento s (mm)
25/12/2015	2,00	12,354	4,731
26/12/2015	4,00	23,369	5,707
27/12/2015	10,00	52,242	6,350
30/12/2015	20,00	91,921	7,207
1/12/2015	30,00	132,405	7,612
2/12/2015	20,00	90,898	7,608
3/12/2015	10,00	46,639	7,591
4/12/2015	20,00	95,342	7,786
7/12/2015	30,00	137,573	8,627
8/12/2015	60,00	290,000	8,912
9/12/2015	120,00	621,298	9,479

Apéndice D. Estado inicial de la caolinita antes de llevar a cabo la prueba de consolidación.

Datos de la muestra en su estado inicial		
d <sub>A</sub>	5,07	cm
h <sub>A</sub>	1,97	cm
A	20,19	cm <sup>2</sup>
V <sub>A</sub>	39,77	cm <sup>3</sup>
m <sub>A</sub>	63,80	g
$\rho_A$	1,604	g/cm <sup>3</sup>
$\rho_{dA}$	0,988	g/cm <sup>3</sup>
$\rho_s$	2,650	g/cm <sup>3</sup>
e <sub>A</sub>	1,682	

Apéndice E. Determinación del contenido de agua de la caolinita antes de realizar el ensayo de consolidación.

Determinación del contenido de humedad de la muestra	
Nº de bandeja	s136
Peso bandeja + Peso humedo <b>mb +m</b> (g)	38,20
Peso bandeja + Peso seco <b>mb+md</b> (g)	31,02
Peso bandeja <b>mb</b> (g)	19,50
Peso del agua <b>mw= m-md</b> (g)	7,18
Peso de la prueba seca <b>md</b> (g)	11,52
Porcentaje de humedad <b>w=mw/md</b> (%)	62,33%

Apéndice F. Estado final de la caolinita después de realizado el ensayo de consolidación.

Datos de la muestra en su estado final		
SE	0,95	cm
$h_E = h_A + SE$	1,02	cm
$V_E$	20,63	cm <sup>3</sup>
$m_E$	29,33	g
$\rho_E$	1,42	g/cm <sup>3</sup>
$\rho_{dE}$	1,90	g/cm <sup>3</sup>
$\rho_s$	2,65	g/cm <sup>3</sup>
$e_E$	0,39	

Apéndice G. Determinación del contenido de agua en la caolinita después de finalizado el ensayo de consolidación.

Determinación del contenido de humedad de la muestra	
Nº de bandeja	36
Peso bandeja + Peso humedo <b>mb +m</b> (g)	18,99
Peso bandeja + Peso seco <b>mb+md</b> (g)	17,50
Peso bandeja <b>mb</b> (g)	13,12
Peso del agua <b>mw= m-md</b> (g)	1,49
Peso de la prueba seca <b>md</b> (g)	4,38
Porcentaje de humedad <b>w=mw/md</b> (%)	34,02%

Apéndice H. Determinación de la deformación unitaria, la relación de vacíos y las variables utilizadas para graficar las figuras    y   .

Carga aplicada (kg)	Esfuerzo $\sigma$ (kPa)	Asentamiento s (mm)	Deformación unitaria $\epsilon = s/h$	Relación de vacíos (e)	$\ln(1+e)$	$\ln(\sigma)$
2,00	12,354	4,731	0,240	1,038	0,712	2,514
4,00	23,369	5,707	0,290	0,905	0,644	3,151
10,00	52,242	6,350	0,322	0,817	0,597	3,956
20,00	91,921	7,207	0,366	0,701	0,531	4,521
30,00	132,405	7,612	0,386	0,645	0,498	4,886
20,00	90,898	7,608	0,386	0,646	0,498	4,510
10,00	46,639	7,591	0,385	0,648	0,500	3,842
20,00	95,342	7,786	0,395	0,622	0,483	4,557
30,00	137,573	8,627	0,438	0,507	0,410	4,924
60,00	290,000	8,912	0,452	0,468	0,384	5,670
120,00	621,298	9,479	0,481	0,391	0,330	6,432



Apéndice I. Determinación del contenido de agua en las muestras antes de la prueba de corte directo.

Determinación del contenido de humedad de la muestra			
Nº de bandeja	42	135	15
Peso bandeja + Peso húmedo <b>mb +m</b> (g)	27,60	25,20	25,60
Peso bandeja + Peso seco <b>mb+md</b> (g)	22,49	20,46	20,94
Peso bandeja <b>mb</b> (g)	13,20	11,60	12,70
Peso del agua <b>mw= m-md</b> (g)	5,11	4,74	4,66
Peso de la prueba seca <b>md</b> (g)	9,29	8,86	8,24
Porcentaje de humedad <b>w=mw/md</b> (%)	55,01%	53,50%	56,55%

Apéndice J. Determinación del contenido de agua de las muestras sometidas al ensayo de corte directo.

Determinación del contenido de humedad de la muestra			
Nº de bandeja	42	s149	15
Peso bandeja + Peso húmedo <b>mb +m</b> (g)	24,67	30,82	22,41
Peso bandeja + Peso seco <b>mb+md</b> (g)	21,40	27,68	19,82
Peso bandeja <b>mb</b> (g)	13,21	19,41	12,69
Peso del agua <b>mw= m-md</b> (g)	3,27	3,14	2,59
Peso de la prueba seca <b>md</b> (g)	8,19	8,27	7,13
Porcentaje de humedad <b>w=mw/md</b> (%)	39,93%	37,97%	36,33%

Apéndice K. Determinación de la resistencia cortante de la caolinita por medio del ensayo de corte directo.

Determinación de la resistencia al corte del suelo en estudio			
Prueba parcial	1	2	3
Equipo	1	2	3
Esfuerzo de consolidación $\sigma$ (kPa)	50	100	150
Cantidad de pasos	2	3	4
Altura $h_p$ (cm)	3,12	3,17	3,25
Diametro $d_p$ (cm)	7,11	7,11	7,08
Area $A_p$ (cm <sup>2</sup> )	39,70	39,70	39,37
Volumen $V_p$ (cm <sup>3</sup> )	123,88	125,86	127,95
Masa $m_E$ (g)	211,30	216,40	223,20
Humedad inicial $w_E$ (%)	55,01%	53,50%	56,55%
Humedad final $w_A$ (%)	39,93%	37,97%	36,33%
Densidad $\rho_E$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,71	1,72	1,74
Densidad seca $\rho_{dE}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,10	1,12	1,11
Espacio de corte (mm)	1,20	1,20	1,20
Intervalo de medición (s)	20,00	20,00	20,00
Velocidad de corte $v$ (mm/min)	0,01	0,01	0,01
Esfuerzo normal $\sigma$ (kPa)	50,00	100,00	150,00
Esfuerzo cortante $\tau$ (kPa)	30,00	52,00	68,00

Apéndice L. Código utilizado para llevar a cabo las simulaciones de la prueba triaxial en el software de elemento finito tochnog.

```
echo -yes
  number_of_space_dimensions 2
  materi_velocity
  materi_velocity_integrated
  materi_strain_total
  materi_stress
  materi_plasti_hypo_history 5
  materi_strain_intergranular

end_initia

processors 5

post_point 1 0.05 0.05

start_define print_dvd
time_current 0 0
-post_point_dof 1 -sigyy
-post_point_dof 1 -sigxx
-post_point_dof 1 -eptyy
-post_point_dof 1 -eptxx
-post_point_dof 1 -eptxy
-post_point_dof_calcul 1 -sd_ept
-post_point_dof 1 -velx
-post_point_dof 1 -sigxy
end_define

geometry_line 0 0.0 0.0 0.0 0.1 1.e-4

(Rechte Seite)
geometry_line 1 0.1 0.0 0.1 0.1 1.e-4

(Oberseite)
geometry_line 2 0.0 0.1 0.1 0.1 1.e-4

(Unterseite)
geometry_line 3 0.0 0.0 0.1 0.0 1.e-4

bounda_dof 0 -geometry_line 3 -vely
bounda_time 0 -2.0 0.0 360.1 0.0

(Esfuerzo aplicado a la muestra)
force_edge_normal 1 -50 (100 kPa Druckspannung)
force_edge_normal_geometry 1 -geometry_line 1
force_edge_normal_time 1 -2.0 1.0 360.0 1.0
```

(Esfuerzo aplicado en la muestra)

force\_edge\_normal 2 -50 (100 kPa Druckspannung)  
force\_edge\_normal\_geometry 2 -geometry\_line 2  
force\_edge\_normal\_time 2 -2.0 1.0 0.01

bounda\_dof 1 -geometry\_line 2 -veliy  
bounda\_time 1 -2.0 0.0 0.0 0.0 2.0 -0.01

post\_calcul -materi\_strain\_total -size\_dev

group\_type 1 -materi  
group\_axisymmetric 1 -yes  
(group\_materi\_undrained\_capacity  
[1/m]) 1 5E-6 )(= gamma\_w [kPa/m] / K\_w = 10 / 2E6 [kPa] = 5E-6  
group\_materi\_memory 1 -updated  
group\_materi\_density 1 1.61 (aus Porenzahl bestimmen!!)  
(groundflow\_density 0.0)  
group\_materi\_plasti\_hypo\_masin 1  
19.7 (phic deg)  
0.099 (lambda\*)  
0.0017 (kappa\*)  
0.9698 (N)  
0.4 (r)

group\_materi\_plasti\_hypo\_strain\_intergranular 1 1.0E-4 4.5 2.0 0.6 1.0 1.0 (index R, m\_R, m\_T, \beta\_r,  
\chi, \upsilon)

(Generación de la geometría.)

control\_mesh\_macro 4 -rectangle 1 2 2  
control\_mesh\_macro\_parameters 4 0.05 0.05 0.1 0.1  
mesh -follow\_material -follow\_material

(\*Estado inicial de relacion de vacios)

control\_reset\_dof 6 -sigxx -sigyy -sigzz  
control\_reset\_value\_constant 6 -50

control\_reset\_dof 7 -hyhis0 (history-variable 0 - Porenzahl)  
control\_reset\_value\_constant 7 0.65  
control\_reset\_dof 8 -epiyy  
control\_reset\_value\_constant 8 0.0E-5

control\_reset\_dof 9 -epixx -epizz  
control\_reset\_value\_constant 9 -0.0E-5

```

control_reset_dof          35 -epiyy
control_reset_value_constant 35 -0.00000

control_inertia_apply      40 -yes
control_materi_undrained_apply 40 -yes

control_timestep          40 1.e-4 2
control_print              40 -time_current -post_node_rhside_ratio
control_print_frequency_timestep 40 1000
control_print_gid          40 -yes
control_print_data_versus_data 40 -print_dvd

```

```
end_data
```

*Apéndice M. Código utilizado para llevar a cabo los calculos numéricos dinamicos con el programa de elemento finito Tochnog.*

```

echo -yes
number_of_space_dimensions 2
mater_i_velocity
mater_i_acceleration
mater_i_velocity_integrated
mater_i_stress
mater_i_strain_total
mater_i_plasti_hypo_history 5
mater_i_strain_intergranular
end_initia

```

```

start_define
  bottom geometry_line counter_a
end_define

```

```

start_define
  top geometry_line counter_a
end_define

```

```

start_define
  left geometry_line counter_a
end_define

```

```

start_define
  right geometry_line counter_a
end_define

```

```

start_define
  left1 geometry_line counter_a
end_define

```

```
start_define
```

```
right1 geometry_line counter_a
end_define
```

```
start_define
left2 geometry_line counter_a
end_define
```

```
start_define
right2 geometry_line counter_a
end_define
```

```
start_define
model geometry_quadrilateral counter_a
end_define
```

```
bottom 0.0 0.0 21.0 0.0 1.e-3
top 9.0 9.0 12.0 9.0 1.e-3
left 3.0 3.0 9.0 9.0 1.e-3
right 18.0 3.0 12.0 9.0 1.e-3
left1 0.0 0.0 0.0 3.0 1.e-3
right1 21.0 0.0 21.0 3.0 1.e-3
left2 0.0 3.0 3.0 3.0 1.e-3
right2 18.0 3.0 21.0 3.0 1.e-3
```

```
post_point 1 10.5 8.0
post_point 2 7.0 6.0
post_point 3 10.5 6.0
post_point 4 7.0 15.0
post_point 5 10.5 3.0
post_point 6 10.5 0.0
```

```
start_define print_dvd
time_current 0 0
-post_point_dof 1 -veliy
-post_point_dof 1 -velix
-post_point_dof 2 -veliy
-post_point_dof 2 -velix
-post_point_dof 3 -veliy
-post_point_dof 3 -velix
-post_point_dof 4 -veliy
-post_point_dof 4 -velix
-post_point_dof 5 -veliy
-post_point_dof 5 -velix
-post_point_dof 6 -veliy
-post_point_dof 6 -velix
-post_point_dof_calcul 1 -sd_ept
-post_point_dof_calcul 2 -sd_ept
-post_point_dof_calcul 3 -sd_ept
-post_point_dof_calcul 4 -sd_ept
-post_point_dof_calcul 5 -sd_ept
-post_point_dof 1 -eptyy
-post_point_dof 1 -eptxx
```

-post\_point\_dof 1 -eptxy  
-post\_point\_dof 2 -eptyy  
-post\_point\_dof 2 -eptxx  
-post\_point\_dof 2 -eptxy  
-post\_point\_dof 3 -eptyy  
-post\_point\_dof 3 -eptxx  
-post\_point\_dof 3 -eptxy  
-post\_point\_dof 4 -eptyy  
-post\_point\_dof 4 -eptxx  
-post\_point\_dof 4 -eptxy  
-post\_point\_dof 5 -eptyy  
-post\_point\_dof 5 -eptxx  
-post\_point\_dof 5 -eptxy  
-post\_point\_dof 1 -sigxx  
-post\_point\_dof 1 -sigyy  
-post\_point\_dof 1 -sigxy  
-post\_point\_dof 2 -sigxx  
-post\_point\_dof 2 -sigyy  
-post\_point\_dof 2 -sigxy  
-post\_point\_dof 3 -sigxx  
-post\_point\_dof 3 -sigyy  
-post\_point\_dof 3 -sigxy  
-post\_point\_dof 4 -sigxx  
-post\_point\_dof 4 -sigyy  
-post\_point\_dof 4 -sigxy  
-post\_point\_dof 5 -sigxx  
-post\_point\_dof 5 -sigyy  
-post\_point\_dof 5 -sigxy  
-post\_point\_dof 1 -accx  
-post\_point\_dof 2 -accx  
-post\_point\_dof 3 -accx  
-post\_point\_dof 4 -accx  
-post\_point\_dof 5 -accx  
-post\_point\_dof 6 -accx

end\_define

post\_calcul -materi\_strain\_total -size\_dev

bounda\_dof 1 -bottom -vely

bounda\_dof 4 -bottom -velx  
bounda\_time 4 -2.0 0.0 0.0 0.0

bounda\_dof 6 -top -velx  
bounda\_time 6 -2.0 0.0 0.0 0.0

(bounda\_baseline\_correction 0.0 1.0)

bounda\_dof 7 -bottom -accx  
bounda\_time 7 0.000000 0.000000

**(Datos de aceleración del sismo se incluyen en esta parte del código\*1)**

```
force_gravity 0.0 -10.
force_gravity_time -2.0 0.0 -1.5 0.0 -1.0 0.5 0.0 1.0 1.e20 1.0

force_edge_normal          1 -1.0
force_edge_normal_geometry 1 -top

force_edge_normal          2 -1.0
force_edge_normal_geometry 2 -left

force_edge_normal          3 -1.0
force_edge_normal_geometry 3 -right

force_edge_normal          4 -1.0
force_edge_normal_geometry 4 -left2

force_edge_normal          5 -1.0
force_edge_normal_geometry 5 -right2

mpc_geometry                1 -left1 -right1
mpc_geometry_switch         1 -no -yes
mpc_geometry_dof            1 -velx -vely

group_type                  1 -materi
group_materi_memory         1 -updated
group_materi_density        1 1.44

group_materi_plasti_hypo_masin 1 22.0 0.035 0.007 0.86 0.4
                             (phic deg) (lambda*) (kappa*) (N) (r)

group_materi_plasti_hypo_strain_intergranular 1 1.0E-4 4.5 2.0 0.6 1.0 1.0 (index R, m_R, m_T, \beta_r,
\chi, \upsilon)

processors 7

time_current -2.0

include test3.gid/test3.dat

control_reset_element_group 1 1
control_reset_dof           1 -hyhis0
```

---

<sup>1</sup> No se incluyen los valores del sismo ya que son 300 páginas, el comportamiento de la onda se encuentra en la Figura 25



control_reset_value_constant	1 0.85	
(*Anfangsspannungszustand)		
control_reset_element_group	3 1	
control_reset_dof	3 -sigyy	
control_reset_value_constant	3 -1.0	
control_reset_element_group	4 1	
control_reset_dof	4 -sigxx -sigzz	
control_reset_value_constant	4 -1.0	
control_reset_dof	8 -eptxx -eptyy -eptzz -eptxy -eptyz -eptxz -velix -veliy -velx -vely	
control_reset_value_constant	8 0	
control_reset_element_group	9 1	
control_reset_dof	9 -epiyy	
control_reset_value_constant	9 -0.0001	
(*Los geht's)		
control_print_gid	14 -yes	(Ausgabe Anfangszustand)
control_timestep	15 0.5 0.5	(Anfangsgleichgewicht)
control_timestep_iterations_automatic	15 0.1 1.e-20 0.5	
control_print	15 -time_current -post_node_rhside_ratio	
control_print_gid	15 -yes	
(control_print_data_versus_data	15 -print_dvd )	
control_timestep	17 0.005 1.5	
control_print	17 -time_current -post_node_rhside_ratio	
control_print_frequency_timestep	17 10	
control_print_gid	17 -yes	
(control_print_data_versus_data	17 -print_dvd )	
control_reset_element_group	18 1	
control_reset_dof	18 -epiyy -epixx -epizz -eptxx -eptyy -eptzz -eptxy -eptyz -eptxz -velix	
-veliy -velx -vely		
control_reset_value_constant	18 -0.00000	
control_timestep	19 0.005 75.0	
control_inertia_apply	19 -yes	
control_print	19 -time_current -post_node_rhside_ratio	
control_timestep_iterations	19 1	
control_print_frequency_timestep	19 10	
control_print_gid	19 -yes	
control_print_data_versus_data	19 -print_dvd	
end_data		