

**UCLV**  
Universidad Central  
"Marta Abreu" de Las Villas



**FC**  
Facultad de  
Construcciones

Departamento de Ingeniería Civil

## **TRABAJO DE DIPLOMA**

Título

**“Modelación de presas de tierra considerando la mecánica de suelos no saturados.**

**Préstamo zona de Ciego de Ávila.”**

Autores Greisy González Rodríguez

Tutores Dr. Sc Gilberto Julio Quevedo Sotolongo  
Ing. Claudia María Rodríguez Rodríguez

Santa Clara , junio 2018  
Copyright©UCLV

Este documento es Propiedad Patrimonial de la Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, y se encuentra depositado en los fondos de la Biblioteca Universitaria “Chiqui Gómez Lubian” subordinada a la Dirección de Información Científico Técnica de la mencionada casa de altos estudios.

Se autoriza su utilización bajo la licencia siguiente:

**Atribución- No Comercial- Compartir Igual**



Para cualquier información contacte con:

Dirección de Información Científico Técnica. Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Carretera a Camajuaní. Km 5½. Santa Clara. Villa Clara. Cuba. CP. 54 830  
Teléfonos.: +53 01 42281503-1419

## Pensamiento

La ciencia puede divertirnos y fascinarnos pero es la ingeniería la  
que cambia al mundo.

Isaac Asimov

A mis padres, mi hermano y mi abuela por confiar en mí y por brindarme todo su apoyo.

## **Agradecimientos**

A mi familia por siempre estar presente y confiar en mí, en especial a mi madre Dulce, a mi padre Alejandro, a mi abuela Aleida y mi hermano Alejandro.

A mis tutores Gilberto J. Quevedo y Claudia M. por toda su ayuda y dedicación.

A mis amigos de toda la vida por su apoyo.

A los trabajadores del INRH por toda su ayuda.

A mis compañeros de aula y en especial a Miguel por todo su apoyo cuando más lo necesite.

## Resumen

La mecánica de suelos realiza un análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra, encaminada solamente a los suelos saturados, favoreciendo así el lado de la seguridad, aunque los suelos parcialmente saturados aportan resistencia durante los diferentes estados de carga su estudio no es profundo. En esta investigación, se incorporan los principios de la mecánica de suelos parcialmente saturados a los análisis de estabilidad de taludes realizándose un estudio del comportamiento del factor de seguridad para cortinas con alturas de 30m y 40m respectivamente, durante las etapas de final de construcción y explotación, sin tener en cuenta la anisotropía del material. Para la modelación se utilizaron los componentes SIGMA/W, SEEP/W y SLOPE/W del software GeoStudio 2007. Los métodos de equilibrio límite empleados para la obtención de los factores de seguridad son Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenster-Price y Spencer, se utilizan la curva característica y de conductividad hidráulica del suelo de Venezuela de la provincia de Ciego de Ávila, así como sus parámetros de resistencia obtenidos mediante los ensayos de Corte Directo y Triaxial, y corregidos a través del ajuste de Vanapalli para grados de saturación de 100%, 98%, 92% y 85%. La geometría de la presa está determinada a partir de los criterios de dimensionamiento para las condiciones de Cuba y afín a las obras de este tipo existentes en el país.

**Palabras clave:** curva característica, factor de seguridad, grado de saturación, suelos no saturados, presas de tierra.

## **Abstract**

Soil mechanics performs an analysis of stability of slopes in earth dams, aimed only at saturated soils, thus favoring the safety side, although partially saturated soils provide resistance during the different load states. Their study is not deep. In this research, the principles of the mechanics of partially saturated soils are incorporated to the stability analysis of slopes, carrying out a study of the behavior of the safety factor for curtains with heights of 30m and 40m respectively, during the final stages of construction and exploitation. , without taking into account the anisotropy of the material. For the modeling, the SIGMA / W, SEEP / W and SLOPE / W components of the GeoStudio 2007 software were used. The limit equilibrium methods used to obtain the safety factors are Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenster-Price and Spencer, the characteristic curve and hydraulic conductivity of the Venezuelan soil of the province of Ciego de Ávila are used, as well as their resistance parameters obtained by the Direct and Triaxial Cut tests, and corrected through the Vanapalli adjustment for saturation degrees of 100%, 98%, 92% and 85%. The geometry of the dam is determined from the sizing criteria for the conditions of Cuba and related to the works of this type existing in the country.

**Key words:** characteristic curve, safety factor, degree of saturation, unsaturated soils, earth dams.

# ÍNDICE

|                                                                                                                                  |        |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| Pensamiento.....                                                                                                                 | III    |
| Agradecimientos .....                                                                                                            | V      |
| Resumen .....                                                                                                                    | VI     |
| Abstract .....                                                                                                                   | VII    |
| ÍNDICE .....                                                                                                                     | VIII   |
| Introducción .....                                                                                                               | - 1 -  |
| Capítulo I “Estado de arte sobre suelos parcialmente saturados en presas de tierra” ..                                           | 5      |
| 1.1 Mecánica de suelos saturados .....                                                                                           | - 5 -  |
| 1.2 Mecánica de suelos parcialmente saturados .....                                                                              | - 5 -  |
| 1.2.1 Succión en suelos parcialmente saturados .....                                                                             | - 6 -  |
| 1.2.2 Curva característica .....                                                                                                 | - 7 -  |
| 1.2.3 Técnicas de medida de la succión .....                                                                                     | - 9 -  |
| 1.2.4 Métodos de simulación de la curva característica del suelo .....                                                           | - 10 - |
| 1.3 Presas de Tierra. Clasificación .....                                                                                        | - 15 - |
| 1.3.1 Criterios generales de diseño. Drenaje .....                                                                               | - 16 - |
| 1.4 Estabilidad de taludes y deslizamientos .....                                                                                | - 19 - |
| 1.5 Método del equilibrio límite .....                                                                                           | - 20 - |
| 1.5.1 Métodos para la obtención del factor de seguridad .....                                                                    | - 22 - |
| 1.5.2 Determinación del centro y el radio crítico. Método de Ostrovski .....                                                     | - 26 - |
| 1.6 Línea de corriente superior (LCS) .....                                                                                      | - 27 - |
| 1.6.1 Métodos para la determinación de la línea de corriente superior .....                                                      | - 28 - |
| 1.7 Análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra .....                                                              | - 31 - |
| 1.8 GeoStudio 2007 .....                                                                                                         | - 33 - |
| Conclusiones Parciales .....                                                                                                     | - 34 - |
| Capítulo II “Propiedades físicas y mecánicas del suelo” .....                                                                    | - 35 - |
| 2.1 Muestreo y obtención de propiedades físico mecánicas .....                                                                   | - 35 - |
| 2.2 Ensayos físicos. ....                                                                                                        | - 36 - |
| 2.3 Ensayo mecánicos .....                                                                                                       | - 37 - |
| Conclusiones Parciales .....                                                                                                     | - 44 - |
| Capítulo III “Análisis de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra para<br>suelos parcialmente saturados” ..... | - 45 - |
| 3.1 Generalidades .....                                                                                                          | - 45 - |
| 3.1.1 Condiciones de frontera .....                                                                                              | - 48 - |
| 3.2 Propiedades de los materiales .....                                                                                          | - 50 - |
| 3.2.1 Propiedades de los materiales en SIGMA/W .....                                                                             | - 50 - |

|                                                                                                   |        |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| 3.2.2 Propiedades de los materiales en SEEP/W .....                                               | - 51 - |
| 3.2.3 Propiedades de los materiales en SLOPE/W .....                                              | - 54 - |
| 3.3 Geometría .....                                                                               | - 55 - |
| 3.3.1 Calibración del modelo.....                                                                 | - 55 - |
| 3.4 Análisis de resultados en la etapa de final de construcción .....                             | - 59 - |
| 3.4.1 Cimentación deformable .....                                                                | - 59 - |
| 3.4.2 Cimentación indeformable .....                                                              | - 61 - |
| 3.5 Análisis de resultados en la etapa de explotación .....                                       | - 63 - |
| 3.5.1 Obtención de la red de flujo para el colchón de drenaje.....                                | - 63 - |
| 3.5.2 Análisis de estabilidad con colchón de drenaje y cimiento deformable....                    | - 64 - |
| 3.5.3 Análisis de estabilidad con colchón de drenaje y cimiento indeformable .                    | - 66 - |
| 3.6 Análisis de los resultados para una presa de 30m de altura para Final de Construcción.....    | - 67 - |
| 3.6.1 Cimiento deformable .....                                                                   | - 67 - |
| 3.6.2 Cimentación indeformable .....                                                              | - 68 - |
| 3.7 Análisis de los resultados para una presa de 30m de altura para Explotación. ....             | - 69 - |
| 3.7.1 Cimentación deformable .....                                                                | - 70 - |
| 3.7.2 Cimentación indeformable .....                                                              | - 71 - |
| 3.8 Comparación entre los resultados de la presa de 40m y la de 30m. Final de Construcción.....   | - 72 - |
| 3.8.1 Cimiento Deformable .....                                                                   | - 72 - |
| 3.8.2 Cimiento indeformable .....                                                                 | - 72 - |
| 3.9 Comparación entre los resultados de la presa de 40m y la de 30m. Explotación.-                | - 73 - |
| 3.9.1 Cimiento Deformable .....                                                                   | - 73 - |
| 3.9.2 Cimiento indeformable .....                                                                 | - 74 - |
| Conclusiones Parciales.....                                                                       | - 75 - |
| Conclusiones .....                                                                                | - 76 - |
| Recomendaciones .....                                                                             | - 77 - |
| Referencias .....                                                                                 | - 1 -  |
| Anexos .....                                                                                      | - 3 -  |
| Anexo 2.1 Resultado de la granulometría del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila) (Tamizado) - | - 3 -  |
| Anexo 2.2 Resultado de los límites de consistencia del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila) - | - 4 -  |
| Anexo 2.3 Resultado del peso específico del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila).-            | - 7 -  |
| Anexo 2.4 Resultado del Próctor Estándar del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila) -           | - 8 -  |

|           |                                                                                                    |        |
|-----------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| Anexo 2.5 | Resultados experimentales del ensayo de succión del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila) ..... | - 10 - |
| Anexo 2.6 | Resultados del ensayo de corte directo del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila) .....          | - 10 - |
| Anexo 2.7 | Resultados del ensayo de consolidación del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila) .....          | - 21 - |
| Anexo 3.1 | Análisis probabilístico de la curva de retención .....                                             | - 22 - |

## **Introducción**

Con la aparición de la mecánica de suelo se amplió las posibilidades del diseño geotécnico. Las estructuras como terraplenes, cimientos, y presas de tierra se convirtieron en objeto de estudio de muchos científicos. La Mecánica de suelos estudia dos casos fundamentales, estos son los suelos saturados y suelos parcialmente saturados, al proyectista colocarse del lado de la seguridad los suelos más analizados son los saturados, lo que garantiza diseños más seguros, pero menos económicos. Debido a que la mayor parte de las formaciones geológicas del planeta se encuentran en estado parcialmente saturado se han realizado diversas investigaciones que involucran a este tipo de suelo, con el fin de aprovechar al máximo sus características en obras viales y estructurales. Estos suelos resultan más complejos ya que pueden ser expansivos, colapsables y residuales por lo que es necesario conocer su comportamiento para prevenir desastres naturales, algunos de los autores internacionales que se han dedicado a su estudio son Fredlund, Gallipoli y Vanapalli, en Cuba la mecánica de suelos parcialmente saturados ha sido un tema poco tratado, aunque hay autores que han trabajado el tema, como Romero, Lima y Quevedo, no cabe duda de que el estudio de los suelos parcialmente saturados ha tenido un lento desarrollo histórico (Mejias, 2017)

En la actualidad se ha aumentado la necesidad de profundizar en el conocimiento de los suelos parcialmente saturados, desde un punto de vista experimental, con nuevas tecnologías que permitan un conocimiento más profundo del comportamiento tenso-deformacional de los mismos (Tristá, 2015). En los diseños geotécnicos siempre se consideran la condición más crítica, por lo que se supone que el suelo está saturado, pero además hay fenómenos de la geotecnia que está relacionado con los cambios de humedad, solo considerándose estos cuando se analizan los suelos parcialmente saturados, por lo que es importante tenerlos en cuenta. A partir de su caracterización es posible la aplicación de la mecánica de suelos no saturados a problemas relacionados con terraplenes, presas de tierra, cimentaciones construidas sobre rellenos o donde no hay influencia del nivel freático.

Los taludes por su parte son complejas estructuras, conformadas tanto de forma natural como artificial. Para su estudio se han implementado diversos métodos matemáticos que plantean aproximaciones muy eficientes al comportamiento real de los mismos. Resulta imprescindible estudiar este tipo de estructura a profundidad pues tienden a ser bastante inestables y muy costosas, por lo que un diseño eficiente que maneje factores de riesgo como son los deslizamientos y diversas fallas que pueden presentarse, resulta

vital para proteger la economía, pero, sobre todo, las vidas humanas. (Flores Berenguer 2016)

Las presas de tierra, por otro lado, son estructuras fundamentales para el desarrollo económico de un país, debido a su utilización en la agricultura, industria y para satisfacer las necesidades de la población, aunque en los últimos tiempos también han cobrado mayor importancia debido a la instalación de grandes hidroeléctricas, manera eficaz y no contaminante de obtener energía a partir del agua. (Flores Berenguer 2016)

Un ejemplo de la mecánica de suelo es el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra para suelos parcialmente saturados. En Cuba son de gran utilidad este tipo de obras debido a sus facilidades constructivas y de diseño, y hasta el momento se ha considerado para su modelación que el suelo de la cortina de la presa está totalmente saturado. Al encontrarse las presas en periodo de explotación la Línea de Corriente Superior delimita las regiones parcial y totalmente saturada, provocando el fenómeno de la succión en esta última, un aumento en la estabilidad del talud aguas abajo que no ha sido estudiado con profundidad.

Esta tesis está encaminada a profundizar en el estudio de la estabilidad de los taludes en presas de tierra, a partir de la modelación de las mismas considerando al suelo en estado parcialmente saturado. Para esto se utilizará dentro del paquete de programas que ofrece el GeoStudio (2007), específicamente el SEEP/W y el SLOPE/W, que permite un análisis integrado de distribución de tensiones, filtraciones y estabilidad de taludes, y que se puede aplicar a diversas geometrías y características de los materiales. Dicho programa combina la teoría clásica con modernos métodos numéricos en pos de obtener resultados más precisos y aprovechar al máximo las capacidades estructurales del suelo. Sin embargo, y a pesar de estos avances, aún persiste el conservadurismo en la práctica ingenieril.

### **Situación problemática**

En nuestro país se está desarrollando el estudio de la mecánica de suelos no saturados, debido a que para los análisis geotécnicos el suelo se considera saturado, siendo esta su condición más crítica, donde se desprecia el aporte resistente del suelo cuando el mismo se encuentra en este estado, tal es el caso del análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra, utilizando el Método de Elementos Finitos para modelar dichas propiedades resistentes.

### **Problema científico**

¿Qué resultados se obtendrán en el análisis de estabilidad de taludes de la modelación de presas de tierra, incorporando la mecánica de suelos parcialmente saturados con el uso de software profesional?

### **Objeto de investigación**

Modelación de presas de tierra.

### **Campo de la investigación**

Modelación de presas de tierra con suelos no saturados a partir del uso de software profesional.

### **Hipótesis de la investigación**

Con el empleo de la modelación numérica, es posible definir el aumento del factor de seguridad, en presas de tierra cuando el suelo se encuentra parcialmente saturado y presenta variación en el grado de saturación.

### **Objetivo General de la investigación**

Análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra considerando suelos parcialmente saturados y sus propiedades resistentes.

### **Objetivos específicos**

1. Fundamentar teórica y conceptualmente mediante la revisión bibliográfica el comportamiento de la estabilidad de taludes en presas de tierra.
2. Caracterizar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de estudio.
3. Simular las propiedades del suelo y la curva característica.
4. Analizar el comportamiento del factor de seguridad en presas al introducir la mecánica de suelos parcialmente saturados mediante la modelación en GeoStudio 2007 de diferentes condiciones de cimentación.
5. Establecer consideraciones generales acerca de la variación del factor de seguridad con el grado de saturación para los casos analizados.

### **Tareas Científicas**

1. Fundamentación teórica y conceptual mediante la revisión bibliográfica acerca del comportamiento de la estabilidad de taludes en presas.
2. Caracterización de las propiedades físicas y mecánicas del suelo de estudio.

3. Análisis del comportamiento del factor de seguridad en presas de suelos parcialmente saturados mediante la modelación en GeoStudio 2007
4. Determinación de consideraciones generales acerca de la variación del factor de seguridad con el grado de saturación para los suelos analizados.

#### **Novedad científica**

Se construirá un modelo numérico con el uso del software GeoStudio 2007 en suelos parcialmente saturados en presas de tierra.

#### **Aporte metodológico**

Se propone una secuencia lógica para realizar un análisis integrado de estabilidad de taludes en presas de tierra utilizando tres programas componentes del software GeoStudio2007: SIGMA/W, SEEP/W y SLOPE/W, lo que permite obtener resultados más confiables.

#### **Estructura de la tesis**

Introducción. Diseño metodológico.

Capítulo I: Estado de arte sobre suelos parcialmente saturados en presas de tierra

Capítulo II: Propiedades físicas y mecánicas del suelo

Capítulo III: Análisis de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra para suelos parcialmente saturados.

Conclusiones.

Recomendaciones.

Referencias bibliográficas

Anexos.

## **Capítulo I “Estado de arte sobre suelos parcialmente saturados en presas de tierra”**

### **1.1 Mecánica de suelos saturados**

La Mecánica de Suelos se desarrolló inicialmente para estudiar los suelos saturados. Estos estudios han sido abundantes, principalmente en los países desarrollados y de clima húmedo que han ofrecido grandes aportes a estos conocimientos.

Los suelos saturados son un sistema compuesto por dos fases: sólido y agua continua. Un claro ejemplo de estos suelos son los que se encuentran por debajo del nivel freático donde las presiones intersticiales se deben a la presión positiva del agua en los poros ( $u_w$ ).

En 1936 Terzagui planteó el concepto de esfuerzo efectivo ( $\sigma' = \sigma - u_w$ ) uno de los principios fundamentales para entender el comportamiento de los suelos saturados, donde  $\sigma$  es el esfuerzo total existente. Según Terzagui todos los efectos notables de un cambio de presión, como la compresión, distorsión y cambios en la resistencia al corte, estaban exclusivamente ligados a cambios en las tensiones efectivas.

Sin embargo; para (Pham, Fredlund et al. 2005) ha sido el lento proceso histórico de descripción, justificación y medición de las variables del estado tensional, el mayor responsable del lento desarrollo de la mecánica de suelos parcialmente saturados.

### **1.2 Mecánica de suelos parcialmente saturados**

Parte de la población está situada en suelos con un nivel freático profundo donde es necesario el empleo de nuevas metodologías y formulaciones para poder entender el comportamiento de esos suelos. (Soto 2008).

Los suelos parcialmente saturados se encuentran en la zona comprendida entre el nivel freático y la superficie del suelo, donde la presión del agua en los poros es negativa. Dicha zona se convierte en la transición entre el agua de la atmósfera y el agua del suelo (Pham, Fredlund et al. 2005). Estos suelos pueden ser de origen natural o artificial. Entre los primeros se encuentran una gran variedad de ejemplos como los sedimentarios o los residuales lateríticos y saprolíticos. Por otra parte, entre los artificiales se encuentran los suelos compactados, extensamente utilizados en obras de tierra.

Los fenómenos más característicos en el comportamiento de los suelos parcialmente saturados se relacionan con sus deformaciones volumétricas al variar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas (colapso) como negativas

(expansión). Tanto el colapso como la expansión pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural, debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento deformacional del suelo al variar las condiciones ambientales, como por ejemplo cambios de humedad, sin modificación del estado de esfuerzo exterior (Barrera Bucio and Garnica Anguas 2002).

### **1.2.1 Succión en suelos parcialmente saturados**

Los suelos pueden encontrarse en algunos casos en estado seco, donde es notable la ausencia del nivel freático o en suelos que se encuentran por encima del nivel del agua, en los mismos sólo actúan fases sólidas y gaseosas, el porcentaje de vacíos del suelo en cuestión es rellenado mayormente por aire o en algunos casos por agua en estado discontinuo, sin ejercer influencia alguna en el comportamiento del suelo. (Lambe and Whitman 1969)

La succión está asociada a la capacidad de un suelo para absorber y retener agua y nos permite explicar por qué existe agua por encima del nivel freático ya que, si el movimiento del agua en el suelo estuviera influenciado solamente por las fuerzas gravitacionales, el nivel freático supondría una barrera natural y, por encima de él, el suelo se encontraría completamente en estado seco. En un suelo parcialmente saturado, la succión total representa el potencial del agua en el suelo y puede ser expresada como la suma de la succión matricial y la succión osmótica como se muestra a continuación:

$$S_t = S_m + S_o \quad (1.1)$$

La magnitud de la succión total corresponde al trabajo total de las fuerzas de capilaridad, absorción y ósmosis.

La succión matricial está asociada a los fenómenos capilares que ocurren en el suelo. De acuerdo con (Hernandez 2011) la diferencia entre las presiones de agua y aire ( $u_a - u_w$ ) debido a cambios en la humedad relativa es lo que se conoce como succión matricial.

Barrera Bucio & Garnica Anguas (2002), definen la succión osmótica ( $s_o$ ), como la presión negativa de agua pura a la que habría que someter a una masa de agua con la misma composición que la intersticial, para estar en equilibrio a través de una membrana semipermeable. Esta succión está relacionada con la presión osmótica derivada de la composición del agua. Esto se explica a partir de la presencia de sales disueltas en el agua del suelo: la presión de vapor de agua en equilibrio en el suelo  $u_v$  es menor que la presión de vapor de agua en equilibrio en un sistema de referencia compuesto por agua

pura ( $u_{v0}$ ). En otras palabras, la succión osmótica no es más que el cambio en la humedad relativa provocado por la composición química del agua presente en el suelo.

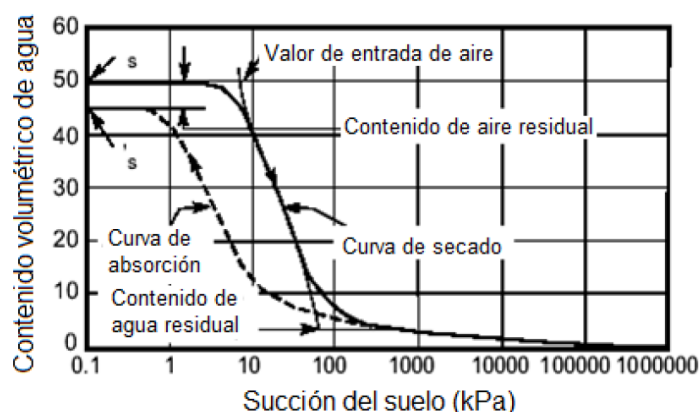
Por otro lado, la succión matricial ( $S_m$ ) es igual a la succión total cuando el agua del suelo es idéntica al agua pura o a la solución con la misma composición del agua del suelo, quedando apenas el efecto de la matriz del suelo (capilaridad y adsorción). La succión osmótica es igual a la succión total cuando el suelo se encuentra saturado, quiere decir, cuando la componente matricial no ocurre, actuando solo el efecto de la concentración de los solutos. (Flores Berenguer 2016)

La succión matricial es el elemento clave para la descripción del estado tensional en la mecánica de suelos parcialmente saturados ya que está directamente relacionada con la presión negativa de agua en los poros, aunque la succión total también es de interés, según Fredlund (2005).

### 1.2.2 Curva característica

A lo largo de la historia de la mecánica de suelo numerosos investigadores han estado interesados en entender y predecir el comportamiento de las distintas estructuras del suelo. (Fonseca, 2011)

La relación existente entre el grado de saturación y la succión del suelo es una parte esencial de la caracterización de las propiedades hidráulicas del suelo, esta relación se conoce como curva característica. Según (Fredlund and Xing 1994), la curva de retención del agua en el suelo puede ser definida como la variación de la succión con la capacidad de retención del agua en los macro y micro poros del suelo. La naturaleza de esa relación está directamente asociada a la granulometría y mineralogía del suelo. Los cambios en el contenido volumétrico de agua están relacionados con los cambios en la succión y también con la trayectoria de secado o humedecimiento. (Fonseca, 2011)



**Figura 1.1** Curva característica del suelo(Fredlund and Xing 1994)

La curva característica se compone por dos ramas: humedecimiento y secado. La rama de humedecimiento se logra añadiendo la cantidad de agua necesaria a la muestra para alcanzar la saturación deseada a partir de la variación de la humedad. Para el caso de la rama en secado primeramente se satura la muestra y se deja secar hasta llegar a la humedad requerida para obtener el grado de saturación deseado en cada punto de la curva.

Los tres aspectos fundamentales que caracterizan la función del contenido volumétrico de agua son: el valor de entrada de aire (AEV por sus siglas en inglés), la pendiente de la función para los rangos de la presión de agua en los poros (positiva y negativa) designado como  $M_v$  y el contenido de agua residual o saturación ( $\theta_r$ ). El AEV corresponde al valor negativo de la presión de agua en los poros cuando los poros más grandes comienzan a drenar libremente, de manera más clara, es el máximo valor de succión matricial ( $u_a - u_w$ ) que se le puede aplicar a un suelo antes de que este comience a desaturarse. Esto está en función del tamaño máximo de poros del suelo y su distribución. Los suelos con poros largos y con formas uniformes tiene un AEV relativamente bajo.

El coeficiente de compresibilidad del volumen  $M_v$ , es la pendiente de la función del contenido volumétrico de agua en el intervalo de presión positiva de agua en los poros y, en términos físicos, describe cuánto se expandirá o contraerá el volumen de un suelo no saturado para un cambio de presión de poros dado. Este coeficiente puede ser recalculado desde los datos de una prueba de consolidación de acuerdo con:

$$m_v = \frac{1}{M} \quad (1.2)$$

Donde:

$M$ = módulo de elasticidad en compresión confinada, también está dado por:

$$M_v = \frac{a_v}{1+e_0} \quad (1.3)$$

Donde

$a_v$ = coeficiente de compresibilidad

$e_0$ = índice de poros inicial

El contenido residual de agua de un suelo es el valor de succión a partir del cual un aumento muy significativo de la succión apenas reduce la humedad, este es otro aspecto clave de la curva característica.

### **1.2.3 Técnicas de medida de la succión**

De forma general los métodos de medición de la succión se separan en métodos directos e indirectos. Por transferencia de vapor y por transferencia predominante de agua líquida son los métodos directos de control de la succión. Los métodos indirectos hacen uso de diferentes fenómenos físicos asociados al contenido de humedad de un medio poroso en contacto o no con el suelo.

#### **Métodos directos**

La aplicación y control de la succión por medio de la técnica de traslación de ejes está ligada fundamentalmente al control de la transferencia de agua en forma líquida. Esta técnica se basa en el concepto de succión matricial definida como la sobre presión de aire respecto de la presión de agua. La traslación de ejes está inspirada en la técnica propuesta por Hilf (1956) utilizada para medir presiones de agua en suelos parcialmente saturados y con una fase de aire continua (grado de saturación  $S_r < 0.95$ ).

Existen dos procedimientos para aplicar esta técnica de control de la succión: el procedimiento de sobre presión de aire y el de subpresión de agua. En el primer caso la presión de aire se mantiene constante mientras se varía la presión de agua y en el segundo procedimiento, la presión de agua se mantiene constante y se varía la presión de aire. Si bien ambos procedimientos ofrecen un buen control de la succión para grados de saturación baja, mientras existe continuidad en la fase gaseosa, el segundo de los procedimientos (variando la presión de aire) presenta ciertos problemas cuando el suelo se encuentra en estado casi saturado ( $S_r > 0.95$ ).

La aplicación de la técnica de traslación de ejes para el control de la succión requiere cuidar dos aspectos fundamentales: la humedad relativa de la fase gaseosa y la acumulación de aire en la fase líquida. Respecto del primero de los aspectos mencionado, es importante controlar la humedad relativa del aire con el que se aplica la presión para evitar el exceso de evaporación.

La técnica de control de la succión mediante la técnica de transferencia de vapor se basa en el control de la humedad relativa del aire existente en los poros del suelo. Esto se realiza utilizando un sistema termodinámicamente cerrado. En esta técnica, la transferencia e intercambio de agua con el suelo se produce en forma de vapor cuya humedad relativa es controlada.

El psicrómetro mide la humedad relativa del aire a partir de la diferencia de temperatura entre dos termómetros que se encuentran en el ambiente cuya humedad quiere medirse. Uno de ellos se encuentra seco y el otro húmedo, rodeado de agua que se evapora de forma continua.

## **Métodos indirectos**

Dentro de los métodos indirectos se encuentran los higrómetros resistivos, relacionados con la resistencia/conductividad eléctrica; los higrómetros capacitivos, relacionados con la capacidad; los sensores de conductividad térmica y los sensores TDR relacionados con la constante dieléctrica.

El papel de filtro es uno de los métodos más utilizados en Cuba y el más difundido, este método es efectivo para la medición de la succión total y matricial tanto en procesos de secado como de humedecimiento. La succión matricial puede ser medida a través del flujo capilar cuando hay contacto directo entre las partículas del suelo y el papel de filtro sin que el agua pierda continuidad. La succión total es medida a través del flujo de vapor sin contacto directo con el suelo, cuando las fuerzas osmóticas y capilares que retienen las moléculas de agua son incorporadas a la medición. Esta técnica consiste en la colocación de un papel de filtro en un ambiente hermético junto con la muestra de suelo, donde las características de retención de este papel sean conocidas. Dado el contacto entre el papel capaz de retener humedad y el suelo, ocurre una migración de agua hasta establecerse un equilibrio de potencial (Soto 2004).

### **1.2.4 Métodos de simulación de la curva característica del suelo**

A partir de la obtención de la curva característica se pueden inferir propiedades como la función de la conductividad hidráulica, la función del coeficiente de variación del volumen de agua y la función de la resistencia a cortante. (Ng, Zhan et al. 2003), definió cuatro niveles de sofisticación para obtener la curva característica de un suelo parcialmente saturado. El primer nivel, incluye métodos de medición directa y es el más utilizado para grandes proyectos con un alto nivel de riesgo.

#### **Gardner (1958)**

$$\omega(\psi) = \frac{\omega_s}{1+a\psi^n} \quad (1.4)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

### Brooks y Corey (1964)

$$\omega(\psi) = \omega_s \text{ para } \psi \leq \psi_{ae} \quad (1.5)$$

$$\omega(\psi) = \omega_s \left( \frac{\psi}{a} \right)^{-n} \text{ para } \psi > \psi_{ae} \quad (1.6)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

### King (1964)

$$\omega(\psi) = \omega_s \left( \frac{\cos\left(\frac{\psi}{\psi_0}\right)^b - \frac{\omega_s - \omega_r}{\omega_s + \omega_r} \cos(a)}{\cos\left(\frac{\psi}{\psi_0}\right)^b + \frac{\omega_s - \omega_r}{\omega_s + \omega_r} \cos(a)} \right) \quad (1.7)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

### Brutsaert (1966)

$$\omega(\psi) = \frac{\omega_s}{1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n} \quad (1.8)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

### Van Genuchten (1980)

$$\omega(\psi) = \frac{\omega_s}{[1 + (a\psi)^n]^m} \quad (1.9)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

a= parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

n= parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

m= parámetro del suelo relacionado con el contenido residual de agua

#### **Van Genuchten-Mualem (1980)**

$$\omega(\psi) = \frac{\omega_s}{[1+(a\psi)^n]^{(1-\frac{1}{n})}} \quad (1.10)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a-u_w$ )

a= parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

n= parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

#### **Genuchten-Burdine (1980)**

$$\omega(\psi) = \frac{\omega_s}{[1+(a\psi)^n]^{(1-\frac{1}{n})}} \quad (1.11)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a-u_w$ )

a= parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

n= parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

#### **Ecuación Tani (1982)**

$$\omega(\psi) = \omega_s \left(1 + \frac{a-\psi}{a-n}\right) \exp\left(-\frac{a-\psi}{a-n}\right) \quad (1.12)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a-u_w$ )

a= parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

n= parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

#### **Ecuación Boltzman (1984)**

$$\omega(\psi) = \omega_s \text{ para } \psi \leq \psi_{ae} \quad (1.13)$$

$$\omega(\psi) = \omega_s \exp\left(\frac{a-\psi}{n}\right) \text{ para } \psi > \psi_{ae} \quad (1.14)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

#### **Ecuación Fermi (1987)**

$$\omega(\psi) = \frac{\omega_s}{1 + \exp\left(\frac{\psi - a}{n}\right)} \quad (1.15)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

#### **Frendlund y Xing (1994)**

$$\omega_\omega = C(\psi) \frac{\omega_s}{\left[ \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right]^m} \quad (1.16)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

$C$ = Factor de corrección para asegurar que la función tome valores de succión entre 0 y 1000000kPa.

#### **Feng y Frendlund (1999)**

$$\omega(\psi) = \frac{\omega_s b + c \psi^d}{b + \psi^d} \quad (1.17)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

#### **Pereira y Frendlund (2000)**

$$\omega(\psi) = \omega_r + \frac{\omega_s - \omega_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{c}\right)^b\right]^a} \quad (1.18)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

### **Método de Gallipoli (2003)**

$$S_r = \left\{ 1 + [\phi(v-1)^w * s]^n \right\}^{-m} \quad (1.19)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

### **Kovacs Modificado (2003)**

$$S_r = S_c + S_a^* * (1 - S_c) \quad (1.20)$$

$\omega$ =Contenido volumétrico de agua

$\omega_s$ = Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación

$\psi$ = Succión matricial ( $u_a - u_w$ )

$a$ = parámetro del suelo relacionado con el valor de entrada de aire y equivalente al punto de inflexión en la curva.

$n$ = parámetro del suelo relacionado con el nivel de desaturación.

$S_r$  = grado de saturación

$S_c$ = grado de saturación debido a las fuerzas capilares

$S_a^*$ = el grado límite de saturación debido a la adhesión ( $S_a$ )

$$S_a^* = (1 - S_a) + 1z \quad (1.21)$$

$$S_a = aC_\psi \frac{\left(\frac{h_{co}}{\psi_n}\right)^{2/3}}{e^{1/3} \left(\frac{\psi}{\psi_n}\right)^{1/6}} \quad (1.22)$$

$h_{co}$ = la capilaridad mayor ascendente (cm) determinada para suelos capilares:

$$b(cm^2) = \frac{0.75}{1.75 \log C_\psi + 1} \quad (1.23)$$

### 1.3 Presas de Tierra. Clasificación

La importancia económica de las presas es incuestionable para la agricultura, la industria y la población. En nuestro país el principal uso de las presas de tierra está dado en la agricultura, aunque hay algunas dedicadas al abastecimiento de agua a la población y la industria, y otras al control de inundaciones.

Con el desarrollo de la Mecánica de Suelos y la Hidrología, que se ha podido llevar a cabo un proceso acelerado de construcción de presas cada vez más altas, con mayor capacidad de embalses y con diseño muy complejos y atrevidos, pero económicos.

Las Presas de Tierra pueden clasificarse según los materiales que la componen, su resistencia al empuje de las aguas y el objetivo para el que son construidas. De acuerdo al propósito para el cual son diseñadas, las presas pueden ser:

#### 1. Presas de almacenamiento:

- Presas para riego.
- Presas para la generación de energía.
- Presas para abasto.
- Presas para recreación.

#### 2. Presas reguladoras o presas para el control de avenidas:

- Presas que almacenan el agua por un corto período de tiempo.
- Presas de distribución (el agua embalsada recarga el manto freático).
- Presas para arrastres o diques de retención.
- Presas de derivación.

La evolución de las tecnologías de la construcción también ha impulsado el desarrollo de las presas, siendo común hoy el uso del hormigón y la mampostería. En nuestro país, sin embargo, son las presas de materiales sueltos o como comúnmente se les denomina “presas de tierra” las de mayor presencia. En realidad, las presas de tierra se incluyen dentro de las presas de materiales sueltos ya que estas últimas pueden estar constituidas también por roca-tierra o por materiales de enrocado (Angelone 2012). Son muchas las ventajas derivadas de la utilización de este tipo de presas como son el empleo de materiales localmente disponibles y sin tratamientos, lo cual abarata el costo final de la obra al no tener que transportar material procesado ni cemento; el proceso de construcción es continuo y de gran mecanización ya que no se requiere de ningún agente ligante y se pueden adaptar a sitios con diferentes condiciones topográficas y geológica (Cardona, Kohan et al. 2012).

Las presas pueden ser diseñadas para cumplir con más de una finalidad.

Clasificación según la forma en que resisten el empuje del agua:

1. Presas de gravedad.
2. Presas de arco.
3. Presas de contrafuertes.
4. Presas ancladas.

Las presas de gravedad son todas aquellas en las que su propio peso, influenciado por las dimensiones de la estructura y su diseño geométrico, es el encargado de resistir las fuerzas que actúan sobre ella. El empuje del embalse es transmitido hacia el suelo, por lo que éste debe ser muy estable, capaz de resistir, el peso de la presa y del embalse, (Flores Berenguer 2016). Debido a su durabilidad y el poco mantenimiento que requieren, este tipo de presa es uno de los más utilizados en el mundo y el más utilizado en Cuba, debido a que las presas en este país se construyen con materiales locales.

Clasificación según los materiales que las componen:

1. Presas de hormigón.
2. Presas de materiales sueltos (suelos y rocas):
  - Secciones homogéneas
  - Secciones mixtas
  - Secciones graduadas
3. Presas de otros materiales.

En Cuba, dado que las presas son presas de gravedad; se construyen con materiales sueltos, resulta necesario describir brevemente las características de estas secciones:

**Secciones homogéneas:** Están constituidas por un solo material (arena, arcilla, limo, etc.), aunque pueden tener materiales que no contribuyen en nada a la estabilidad, como son el enrocamiento aguas arriba y la protección de la corona.

**Secciones graduadas:** Presentan diferentes materiales colocados en cierto orden y en cantidades similares.

**Secciones mixtas:** Constan de dos materiales, uno impermeable y otro resistente, con filtros entre uno y otro.

### **1.3.1 Criterios generales de diseño. Drenaje**

Para comenzar el diseño de una presa de tierra, es necesario primeramente establecer la importancia económica de la obra, así como las consecuencias que ocasionaría su destrucción en cuanto a recursos materiales y humanos. En nuestro país no existe

ninguna presa de categoría I, de hecho, las presas más importantes que se han construido corresponden a la categoría III. El establecimiento de la categoría de la obra es de suma importancia ya que esto define el factor de seguridad a utilizar en el proyecto, aunque por supuesto este es verificado posteriormente.

Los principales elementos a tener en cuenta durante el predimensionamiento son:

- La altura de la presa.
- La inclinación de los taludes aguas arriba y aguas abajo.
- El ancho de la corona.
- El ancho de la base.
- El drenaje.

**Tabal 1.1** Predimensionamiento de taludes en presas de tierra (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

| Altura de la presa<br>H (m) | Pendiente de los taludes |             |
|-----------------------------|--------------------------|-------------|
|                             | Aguas arriba             | Aguas abajo |
| H≤10                        | m=2                      | m=1.5       |
| 10<H≤15                     | 2-2.5                    | 1.5-2       |
| 15<H≤30                     | 2.5-3                    | 2-2.5       |
| 30<H≤50                     | 3-3.5                    | 2.5-3       |
| H>50                        | 4-4.5                    | 3.5-4       |

\*m: cotangente del ángulo de inclinación del talud

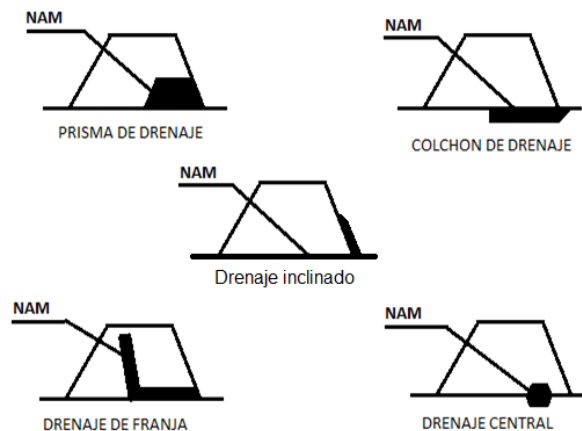
El hecho de que el talud aguas arriba se proyecte más tendido que el talud aguas abajo se debe a la poca resistencia a cortante obtenida en Cuba para suelos arcillosos. El ancho mínimo de la corona depende del tipo de vía de comunicación y por razones constructivas no debe ser menor de 3m.

**Tabla 1.2** Valores mínimos del ancho de la corona en presas de tierra (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

| Altura de la presa H (m) | Ancho de la corona (m) |
|--------------------------|------------------------|
| H≤15                     | 4                      |
| 15<H≤30                  | 5                      |
| H>30                     | >5                     |

Los drenes en las presas de tierra se colocan para controlar la línea de saturación y los posibles efectos de las filtraciones (Palavecino Ramos 2015). Ellos evitan que el material constitutivo de la presa sea arrastrado por el agua que se infiltra en la misma, además, disminuyen la presión neutra que se infiltra en la cortina de la presa, logrando un aumento de la tensión efectiva y, por tanto, de la estabilidad de la presa. Los dispositivos

de drenaje deben garantizar la evacuación del agua sin ocluirse, además, no deben permitir el sifonamiento mecánico por lo que deben tener varias capas de filtro (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)



**Figura 1.2** Tipos de drenajes en presas de tierra

**Prisma de piedra:** Es una solución frecuente para las presas de materiales locales y las presas homogéneas. Aumenta la estabilidad del talud aguas abajo debido a que las superficies de falla más peligrosas pasarán sobre el prisma, lográndose una mayor seguridad de la obra. (Flores Berenguer 2016)

**Colchón de drenaje:** Las longitudes del colchón dependen de los análisis de estabilidad, de modo que se logre un volumen mínimo de terraplén. En Cuba se ha utilizado hasta:  $L \approx 3H$

Donde:

L: longitud del colchón de drenaje

H: altura de la cortina

También se contempla la utilización de relaciones de permeabilidad máxima del orden: (Flores Berenguer 2016)

$$k_x = 36k_y \quad (1.24)$$

Donde:

$k_x$ : Permeabilidad horizontal.

$k_y$ : Permeabilidad vertical.

Para el espesor del colchón de drenaje, los autores plantean 0,8 metros como espesor mínimo, pero debe garantizarse siempre la no oclusión del dren. La desventaja fundamental que presenta esta solución de drenaje, radica en que resulta imposible de reparar, por lo que una vez que falla, desestabiliza la presa, sometiéndola a

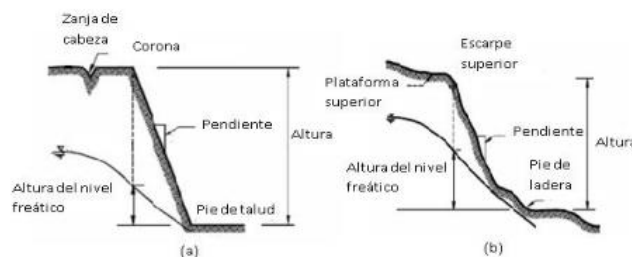
características diferentes a las de diseño. A pesar de esto, es el tipo de drenaje más utilizado en el país, ya que aporta mayor estabilidad a los taludes.

**Drenaje de franja:** Constituyen una alternativa para los colchones de drenaje. Se utilizan principalmente en zonas de laderas y su localización depende de un balance entre la seguridad de la presa y la disminución del volumen del terraplén. Resultan más efectivos colocados a un tercio medio de la base. Es necesario que longitudinalmente tengan pendiente para garantizar el flujo y la evacuación del agua.

**Drenaje central:** Se utiliza generalmente en presas homogéneas con el objetivo de alejar el agua de filtración del talud aguas abajo. Se recomienda que su altura no sea menor que el nivel de agua máximo que alcance la presa. Su construcción es costosa debido a la colocación de filtros dado los grandes espesores del dren, los cuales oscilan de dos a tres metros.

#### 1.4 Estabilidad de taludes y deslizamientos

Se comprende bajo el nombre genérico de taludes cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que haya de adoptar permanentemente la estructura de la tierra. (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)



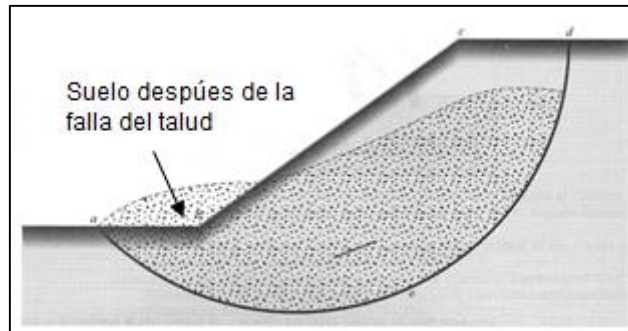
**Figura 1.3** Tipos de taludes: (a) talud artificial, (b) ladera (Flores Berenguer 2016)

Los taludes artificiales son ampliamente utilizados en obras ingenieriles como carreteras y presas y por tanto el diseño de estas estructuras está directamente relacionado con la seguridad y el buen funcionamiento de estos proyectos. El surgimiento de la mecánica de suelos el pasado siglo, ha permitido el estudio de los taludes y su inclusión en normas y regulaciones a partir de conocer mejor las características hidromecánicas de los suelos (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

En taludes siempre se ha imaginado que el fallo ocurre por un deslizamiento de la masa de suelo actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una superficie de falla supuesta. Se considera que a lo largo de esa superficie de falla supuesta el suelo desarrolla la máxima resistencia. (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

(López Acosta 2014), plantea que la falla de los taludes está relacionada con dos causas fundamentales:

- Aumento de los esfuerzos actuantes a lo largo de una superficie.
- Disminución de los esfuerzos resistentes a cortante a lo largo de la misma superficie



**Figura 1.4** Deslizamiento de talud (Das 2001)

Al producirse un aumento en la humedad del suelo disminuye la succión y la tensión efectiva, y, por tanto, la estabilidad del talud.

Existen tres tipos de falla por deslizamiento fundamentales, deslizamiento durante la construcción, este tipo de deslizamiento se produce cuando la base de la presa es una arcilla blanda y la superficie de falla se desarrolla principalmente en esta zona (Armas Novoa and Horta Mestas 1987), el deslizamiento aguas abajo durante la explotación del embalse, este tipo de falla puede ser superficial, producto de grandes precipitaciones, o profunda cuando la presa está totalmente llena y el flujo de agua a través de la cortina aumenta las presiones neutras provocando el fallo, por lo que pudiera ocurrir el desbordamiento de la presa, esta falla se produce en el talud aguas abajo. Cuando se produce un desembalse relativamente rápido ocurre un deslizamiento en el talud aguas arriba. Este descenso del nivel de agua se produce más rápido que el descenso de la LCS, por lo que el suelo pasa de estado sumergido a saturado muy abruptamente, pero manteniendo la presión de agua en los poros.

En resumen, en las presas de tierra, la estabilidad de taludes está determinada por factores geométricos (altura e inclinación), factores geotécnicos (características físico-mecánicas del suelo) y factores hidrológicos (presencia de agua en el suelo) (Espinoza Durán, Berzoza et al. 2013)

### **1.5 Método del equilibrio límite**

El método de Equilibrio límite se basa exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No

tienen en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte. Se pueden clasificar a su vez en dos grupos, métodos exactos y métodos no exactos. (Pereira, 2012)

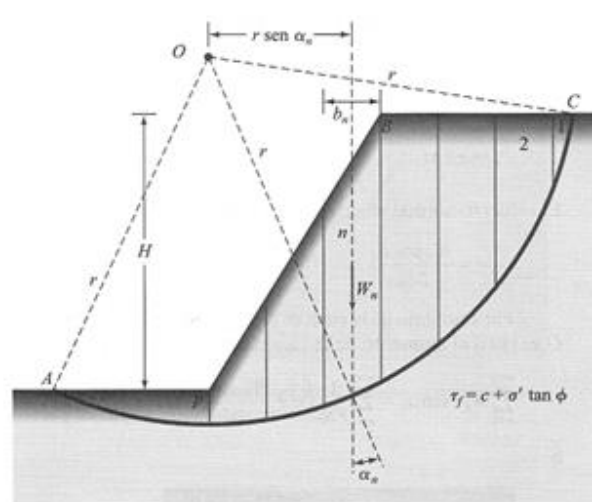
Métodos exactos:

La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura, etc.). Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, como por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas. (Pereira, 2012)

Métodos no exactos:

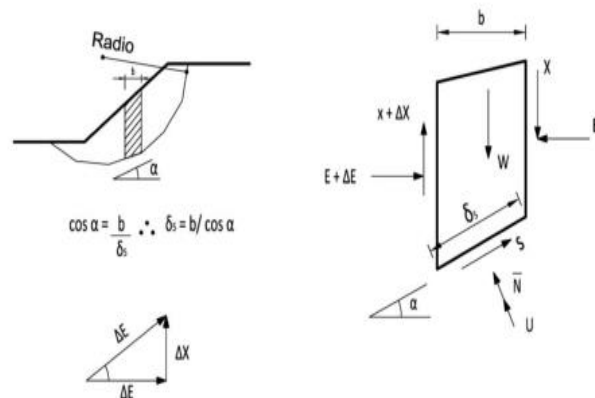
En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy en desuso, y los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales. (Pereira, 2012)

El método de equilibrio límite tiene la finalidad de definir un factor de seguridad en cuya magnitud debe ser reducida la resistencia a cortante del suelo para que este entre en un estado de equilibrio límite. Este método tiene una serie de premisas, dentro de estas se encuentran que el factor de seguridad es el mismo en todas las dovelas y que para los componentes cohesivo y friccional de resistencia el factor de seguridad es igual para todos los suelos involucrados.



**Figura 1.4** Análisis de la estabilidad de un talud mostrando una superficie de falla circular (Das 2001)

Para calcular dicho factor de seguridad se realiza un análisis de estabilidad a cada dovela en el orden de obtener la seguridad global del talud:



**Figura 1.5** Fuerzas actuantes en una dovela (Espinoza Durán, Berzoza et al. 2013)

Donde:

$\Delta X$ = Fuerza tangencial sobre la dovela.

$\Delta E$ = Fuerza normal sobre la dovela.

$\Delta T$ = Vector de relación entre la fuerza normal y la fuerza tangencial.

$\delta s$ = Longitud de la cuerda en la base de la dovela.

$\alpha$ = Inclinación de la cuerda con respecto a la horizontal.

$\tilde{N}$ = Acción normal del suelo respecto a la masa deslizante del talud.

$W$ = peso de la dovela.

$b$ = Ancho de la dovela

El método de equilibrio limite y dovelas es ampliamente utilizado en la actualidad aunque sus resultados son un poco conservadores no son descartados, este método está basado solamente en los principios de la estática por lo que la relación esfuerzo-deformación no se incluye en el análisis por lo que las distribuciones de esfuerzos no son muy realistas y que las variaciones locales del factor de seguridad no puedan ser consideradas.

### 1.5.1 Métodos para la obtención del factor de seguridad

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Al paso de los años han sido muchas las soluciones técnicas que se han desarrollado. A pesar de que son similares esos métodos se diferencian en las

ecuaciones de la estática que son consideradas y satisfechas, cuáles fuerzas entre-dovelas son incluidas y cuáles son las relaciones asumidas entre las fuerzas de cortante y normales entre dovelas.

### **Método Ordinario o de Fellenius**

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad. Las fuerzas que actúan sobre una dovela son:

- a. El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- b. Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- c. Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados. (Pereira, 2012)

$$FS = \frac{\sum [c\beta + N \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} = \frac{\sum S_{resistentes}}{\sum S_{movilizadoras}} \quad (1.25)$$

$\alpha$  = Angulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

$W$  = Peso total de cada tajada.

$b$  = Ancho de la tajada

$C', \phi$  = Parámetros de resistencia del suelo.

### **Método de Bishop**

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas. La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo a la expresión:

$$FS = \frac{\sum (c\beta + W \tan \phi) \left\{ \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \alpha}{FS} \right\}}{\sum W \sin \alpha} \quad (1.26)$$

$b$  = Ancho de la Dovela

$W$  = Peso de cada dovela

$C', \phi$  = Parámetros de resistencia del suelo.

$\alpha$  = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

Como se puede observar en la ecuación, el término factor de seguridad  $FS$  se encuentra tanto en la izquierda como en la derecha de la ecuación; se requiere un proceso de interacción para calcular el factor de seguridad.

El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de los taludes. Aunque el método sólo satisface el equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario.

Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados, no son grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado, es que solamente considera las superficies circulares. (Pereira, 2012)

### **Método de Janbú**

El método simplificado de Janbú se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante. Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección  $f_o$ . El factor  $f_o$  depende de la curvatura de la superficie de falla. Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos.

En algunos casos, la suposición de  $f_o$  puede ser una fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes la consideración de este factor de curvatura representa el mejoramiento del análisis.

El método de Janbú solamente satisface el equilibrio de esfuerzos y no satisface el equilibrio de momentos. De acuerdo con Janbú (ecuación modificada): (Pereira, 2012)

$$FS = \frac{f_o \sum \left\{ (cb + W \tan \phi) \frac{1}{\cos \alpha * m * a} \right\}}{\sum W \tan \alpha} \quad (1.27)$$

Donde:

$f_o$  = depende de la curvatura de la superficie de falla

$$m * a = \cos \alpha \left( 1 + \frac{\tan \alpha * \tan \phi}{FS} \right)$$

$b$  = Ancho de la Dovela

$W$  = Peso de cada dovela

$C', \phi$  = Parámetros de resistencia del suelo.

$u$  = Presión de poros en la base de cada dovela

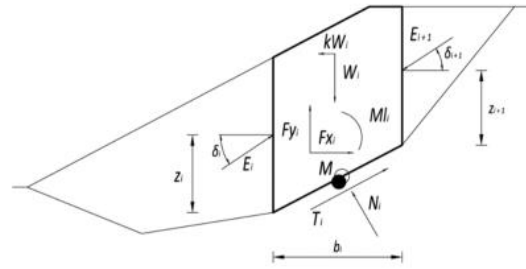
$\alpha$  = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

### **Método de Spencer**

Spencer (1967) desarrolló dos ecuaciones del factor de seguridad, una para el equilibrio de las fuerzas y otra para el equilibrio de momentos. Spencer adoptó una relación constante entre las fuerzas de cortante y normales existentes entre las dovelas:

$$X = E \lambda f(x) \quad (1.28)$$

Y asumió que todas las dovelas tenían el mismo ángulo de inclinación entre ellas, o sea, que eran paralelas.



**Figura 1.6** Esquema estático de método de Spencer (Espinoza Durán, Berzoza et al. 2013)

La ecuación de equilibrio de momentos en el centro O del arco de circunferencia que describe la superficie de deslizamiento es:

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (1.29)$$

Donde:

$Q_i$ : Es la fuerza de interacción entre las dovelas aplicada en el punto medio de la base de la dovela i-ésima y se obtiene mediante la expresión:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_S}(W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_S} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ \frac{F_S + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_S} \right]} \quad (1.30)$$

$R$ = radio del arco del círculo

$\Theta$ = Ángulo de inclinación de la fuerza  $Q_i$ : respecto a la horizontal.

Las ecuaciones de equilibrio para las fuerzas horizontales y verticales respectivamente son:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0 \quad (1.31)$$

$$\sum (Q_i \sin \theta) = 0 \quad (1.32)$$

Comienza así un proceso iterativo que culmina cuando ambos factores de seguridad, el de fuerzas y el de momento, sean iguales. (Mejias, 2017)

### Método de Morgenstern y Price

En 1965, Morgenstern y Price desarrollaron un método muy similar al método de Spencer ya que considera todas las fuerzas entre las dovelas y satisface todas las ecuaciones de la estática. Este método también adopta la relación constante entre las fuerzas de cortante y normales existentes entre las dovelas descrita en la expresión 1.29. La particularidad del método reside en que la masa del suelo se subdivide en franjas infinitésimas, a las cuales se imponen las ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal, vertical y de rotura en la base de las propias franjas, lo cual hace prácticamente imposible emplear este método de manera manual sin la ayuda de softwares u hojas de cálculo. (Mejias, 2017)

Ecuación de fuerzas:

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \tan \phi' \left( \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \tan \alpha \frac{dE}{dx} - \sin \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \tan \alpha \left( \frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right) \quad (1.33)$$

Ecuación de momentos:

$$X = \frac{d(E\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx} \quad (1.34)$$

### 1.5.2 Determinación del centro y el radio crítico. Método de Ostrovski

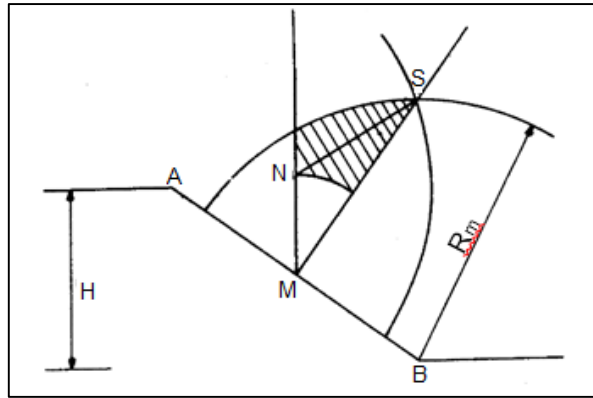
La determinación de la superficie de deslizamiento circular más crítica en el análisis de la estabilidad, es un proceso de tanteo en el cual se parte fijando un radio y un centro arbitrario, y se calcula el factor de seguridad.

Para ahorrar tiempo se han propuesto numerosos métodos para precisar el área donde se buscará el centro crítico y el radio a utilizar. Uno de estos métodos es el de Ostrovski. En la Tabla 1.3 se muestran los radios recomendados para emplearlo:

**Tabla1.3** Radios recomendados para el emplear el método de Ostrovski (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

| R/H               |      |      |     |     |
|-------------------|------|------|-----|-----|
| Talud             | 1:1  | 1:2  | 1:3 | 1:4 |
| R <sub>m</sub>    | 1,65 | 1,95 | 2,6 | 3,6 |
| R <sub>máx.</sub> | 2,2  | 2,5  | 3,3 | 4,7 |
| R <sub>mín.</sub> | 1,1  | 1,4  | 1,9 | 2,5 |

En la figura 1.7 se muestran los principales elementos del método, el cual consiste en tomar como centro los puntos A y B y con radio R<sub>m</sub> trazar dos arcos que se corten en S; desde S se traza la normal al talud SM y desde M se levanta una vertical. Haciendo centro en M y con radio ½SM se traza un arco que pase por N. El centro crítico se encontrará en la cercanía NS y se busca a lo largo de esta recta hasta el encontrar el FS mínimo. Luego se determinan los factores de seguridad para ese punto en R<sub>máx</sub> y R<sub>mín</sub>.



**Figura 1.7** Elementos del método de Ostrovski (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

### 1.6 Línea de corriente superior (LCS)

Las condiciones de entrada de la línea de corriente superior en la presa de tierra se muestran en estos tres casos, estos están en función del ángulo de inclinación del talud aguas arriba:

**Tabla 1.4** Condiciones de entrada de la línea de corriente superior(Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

| Ángulo que forma el talud aguas arriba con respecto a la horizontal | Condición de entrada: ángulo que forma la LCS con el talud |
|---------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| $\theta < 90^\circ$                                                 | $90^\circ$                                                 |
| $\theta = 90^\circ$                                                 | $90^\circ$ (horizontal)                                    |
| $\theta > 90^\circ$                                                 | $180^\circ - \theta$                                       |

De igual manera, las condiciones de salida de la LCS están en función de la geometría del talud aguas abajo:

**Tabla1.5** Condiciones de salida de la LCS(Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

| Ángulo que forma el talud aguas abajo con respecto a la horizontal | Condición de salida de la LCS en el punto 4 |
|--------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| $\theta < 90^\circ$                                                | Tangente al talud                           |
| $\theta = 90^\circ$                                                | Tangente al talud                           |
| $\theta > 90^\circ$                                                | Tangente a la vertical                      |

### 1.6.1 Métodos para la determinación de la línea de corriente superior

#### Teoría de Dupuit

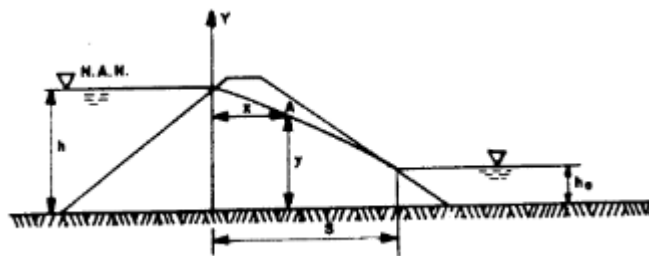
Históricamente esta es la primera teoría esta es la primera teoría de la que se dispone para tratar problemas de flujo no confinado, fue en 1863 y J. Dupuit estableció las bases para una solución aproximada, incluso hoy se sigue haciendo uso.

Las hipótesis básicas de la teoría de Dupuit son las siguientes:

1. Para pequeñas inclinaciones de la LCS, las líneas de flujo pueden considerarse horizontales y, consecuentemente, las líneas equipotenciales como verticales.
2. El gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la línea de corriente superior en el punto de que se trate y es constante en cualquier punto de la vertical que se trace por él.

Aunque las hipótesis parecen hasta cierto punto contradictorias, la teoría de Dupuit proporciona soluciones muy satisfactorias para algunos problemas de flujo no confinado.

En la teoría de Dupuit la LCS no es tangente al talud aguas abajo ni comienza perpendicular al talud aguas arriba, además, solo depende de la geometría de la sección y no de la permeabilidad, Como se observa en la Figura 1.8



**Figura 1.8** Línea de Corriente Superior en la teoría de Dupuit (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

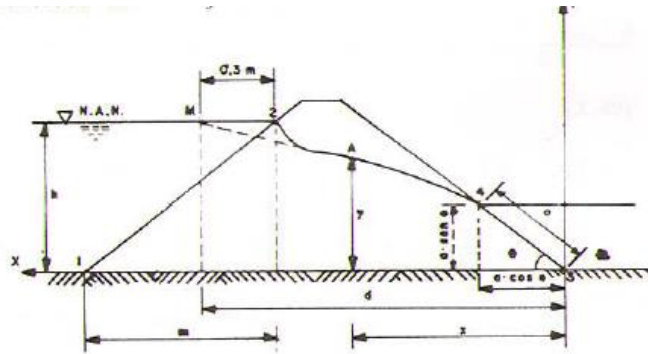
La ecuación que representa el gasto que circula en la sección transversal, considerando un espesor igual a la unidad perpendicular al plano del papel, según la teoría de Dupuit es:

$$q = \frac{k}{2s}(h^2 - h_0^2) \quad (1.34)$$

### Solución de Schaffernak y Van Iterson para la LCS:

Esta solución se diferencia de la de Dupuit en que es válida solo para  $h_0=0$  y que considera la formación de una superficie de filtración.

El método descansa en las hipótesis de Dupuit, pero toma en consideración, hasta cierto punto, las condiciones de entrada y salida de la LCS.



**Figura 1.9** Línea de Corriente Superior en la teoría de Schaffernak y Van Iterson  
(Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

Con vista a considerar las condiciones de entrada de la línea de corriente superior se supone conociendo el punto M, de coordenadas (d, h).

Según Arthur Casagrande, la posición del punto M se puede ubicar como se ilustra en la figura, o sea, a una distancia de 0.3 m a la izquierda del punto 2, donde m es la proyección horizontal entre el punto 2 y el pie del talud aguas arriba.

$$a = \frac{d}{\cos \theta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \theta} - \frac{h^2}{\sin^2 \theta}} \quad (1.35)$$

La expresión 1.35 permite calcular el valor de a y situar el punto 4 de la LCS siendo  $\theta$  el ángulo de inclinación del talud aguas abajo. Una vez hecho esto, se puede trazar la LCS utilizando la ecuación de LCS en función del gasto:

$$q(d - x) = k \frac{h^2 - y^2}{2} \quad (1.36)$$

Y la expresión del gasto en la sección transversal que pasa por el punto 4:

$$q = k * a * \sin \theta * \tan \theta \quad (1.37)$$

Con las expresiones anteriores se puede calcular el gasto de filtración sin utilizar la red de flujo.

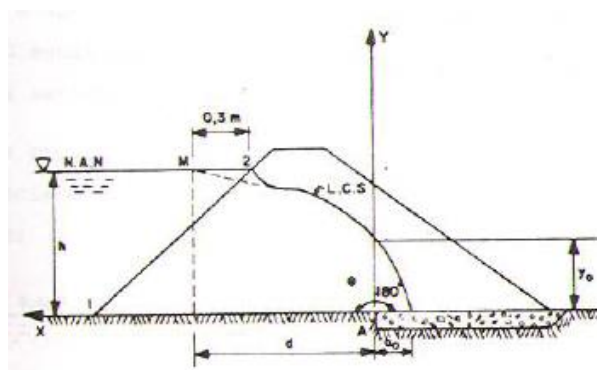
### Solución de J. Kozeny para la LCS:

Alrededor de 1931, J. Kozeny propuso una solución rigurosa para el caso en que el ángulo  $\theta=180^\circ$ . Las conclusiones finales a las que llegó fueron que, las familias de equipotenciales y de líneas de flujo son de dos familias de parábolas del mismo foco,

que dan como ecuación de la LCS, referida a un sistema de ejes rectangulares, la siguiente:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (1.38)$$

$y_0$ =ordenada en el origen de coordenadas de la línea de corriente superior



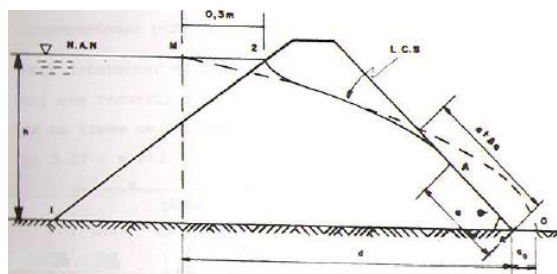
**Figura 1.10** Línea de Corriente Superior en la teoría de J. Kozeny (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

La solución de Kozeny, aplicada a una sección de presa con drenaje de tipo colchón, se muestra en la figura 1.10. En la solución se supone otra vez un punto conocido M de coordenadas d y h, con lo cual se pueden encontrar las distancias  $a_0$  y  $y_0$ .

#### **Solución de A. Casagrande para la línea de corriente superior:**

Arthur Casagrande (1925-1940) arribó a soluciones aproximadas extendiendo la solución rigurosa de Kozeny, estas soluciones son útiles para todos los casos en que el ángulo  $\theta$  se encuentre entre los valores de  $60^\circ$  a  $180^\circ$ .

Su solución consiste, en esencia, en adoptar como primera aproximación para la forma de la línea de corriente superior la parábola básica de Kozeny, para corregir en la etapa siguiente, tanto la entrada como salida del talud aguas arriba y aguas abajo respectivamente, a fin de lograr que la línea trazada satisfaga ambas condiciones.



**Figura 1.11** Línea de Corriente Superior en la teoría de A. Casagrande (Armas Novoa and Horta Mestas 1987)

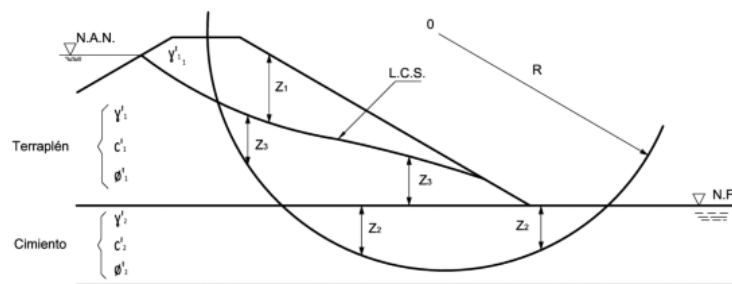
## 1.7 Análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra

Como se mencionó anteriormente, el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra se realiza a partir de los tres estados de carga fundamentales. Por ello, es de suma importancia conocer qué tipo de ensayo utilizar para conocer los parámetros del suelo que se adecuan a cada caso:

- Durante la operación:

El estado de carga operación es aquel a que se ve sometida la presa y la cimentación luego que se han disipado las presiones de poro de consolidación ( $u_c$ ) del proceso constructivo y se forma la red de flujo.

La resistencia a cortante del suelo en esta situación se obtiene a partir de ensayos lentos o drenados, por lo que se hace un análisis de tensiones efectivas.



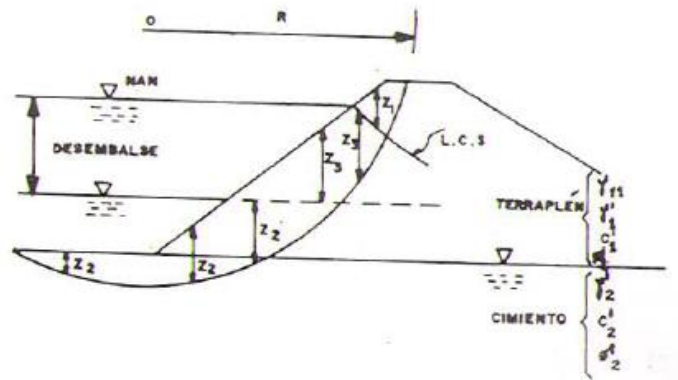
**Figura 1.12** Esquema del talud en la etapa de operación

Para obtener el peso  $W$ , se utiliza el peso específico saturado del suelo por debajo de la LCS. Los valores de  $u$  se obtienen para la base de cada dovela a partir de la red de flujo.

En la práctica se acostumbra a realizar ciertas simplificaciones que reducen el tiempo necesario para el análisis, como por ejemplo, se considera que en la zona comprendida entre el nivel estático de agua y la línea de corriente superior, las presiones de poro  $u$  son iguales a la componente hidrostática  $u_h$ , en cada dovela. Esto es una hipótesis conservadora que desprecia el valor de la componente de filtración ( $u_f$ ) y por tanto se usa una  $u$  mayor que la real. Esto puede hacerse solo en los casos en que la LCS no sea muy empinada.

- Durante un desembalse rápido:

El estado de carga desembalse rápido es aquel al que se ve sometida la presa y la cimentación, luego que el nivel del agua desciende bruscamente por debajo del nivel de aguas normales y en el interior del terraplén el agua mantiene aproximadamente el nivel que tenía antes del desembalse.



**Figura 1.13** Esquema de un talud aguas arriba durante el desembalse rápido

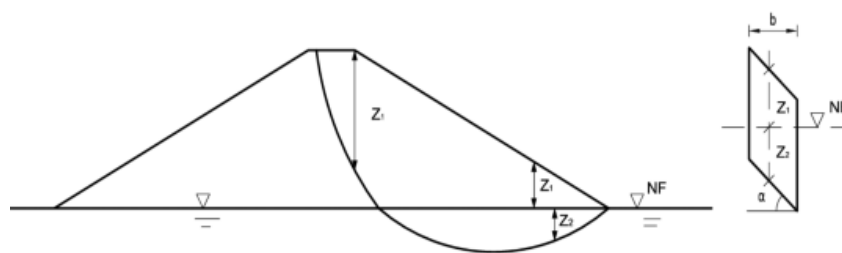
La presión de poros después del desembalse es la suma de la presión que había antes de que descendiese el nivel y el cambio de esta que introduce el desembalse.

Como en el caso de operación, es posible hacer simplificaciones que reduzcan el tiempo necesario para el análisis, como por ejemplo, se considera que por debajo del nivel del agua después del desembalse no se produce movimiento y por tanteo el gradiente es igual a cero ( $i=0$ ), por lo que se puede considerar solo el peso sumergido del suelo para tener en cuenta las presiones de poro hidrostáticas de forma implícita.

Una hipótesis frecuente en presas homogéneas es considerar que la caída interna es prácticamente cero, y calcular la estabilidad como si todo el terraplén por debajo de la línea de corriente superior se mantuviese saturado luego del desembalse.

- Durante el Final de construcción:

Para este caso, en la resistencia a cortante del suelo se utilizan los parámetros  $C_R$  y  $\phi_R$  obtenidos del ensayo de corte directo. Se utilizan los parámetros de la envolvente total ya que esta considera el efecto de las presiones de poros de consolidación en el cuerpo del talud y en la cimentación que existen al final de la construcción y que no fueron eliminadas durante el proceso constructivo, según (Velázquez Sentmanat 2016).



**Figura 1.14** Esquema del talud a final de construcción (Espinoza Durán and Berzoza Tapia 2013)

## 1.8 GeoStudio 2007

El software SLOPE/W ha estado en el mercado desde 1977, el código original fue desarrollado por el Profesor D.G. Fredlund en la universidad de Saskatchewan. Fue el primer software geotécnico comercialmente disponible para el análisis de estabilidad de taludes. Los softwares de estabilidad de taludes permiten lidiar con casi cualquier forma de superficies de deslizamiento, cargas concentradas y refuerzos estructurales, varios modelos lineales y no lineales de resistencia al corte, condiciones de agua en los poros altamente irregulares, además contribuye a un mejor entendimiento de los métodos gracias a la visualización gráfica.

GeoStudio es una suite de productos geotécnicos donde uno de sus componentes es el SLOPE/W, también se emplearán el SIGMA/W y SEEP/W, esto posibilita la obtención de resultados más precisos. Ambos utilizan para brindar sus soluciones el método de elementos finitos, el cual consiste en dividir la masa del suelo en pequeños elementos discretos. SIGMA/W permite realizar análisis de tensión-deformación que en este caso serán utilizados para la calibración del modelo, mientras que SEEP/W será empleado para generar la red de flujo en la etapa de explotación y poder obtener una situación del agua en los poros más exacta.

### **Conclusiones Parciales**

- La consideración de la mecánica de suelos parcialmente saturados es necesaria en la práctica ingenieril para aprovechar mejor los aportes estructurales del suelo, ya que en algunos casos de obras geotécnicas no se alcanza la saturación total.
- La incorporación al proceso de caracterización de un suelo de la curva característica es de gran importancia, para la obtención de la succión, la cual en el caso de Cuba se obtiene a partir de la técnica del papel de filtro.
- Es necesario realizar el análisis de estabilidad de taludes en las etapas de final de construcción y de explotación en presas de tierra, para considerar el efecto de las tensiones totales y las tensiones efectivas, y la influencia de la succión en dicho estado tensional.
- Con la utilización del programa GeoStudio 2007 se obtienen resultados más exactos brindando así posibilidades para la modelación de obras geotécnicas, como presas de tierra, para la obtención del estado tenso-deformacional, filtraciones y estabilidad de taludes.

## Capítulo II “Propiedades físicas y mecánicas del suelo”

En el presente capítulo se realiza la caracterización del suelo perteneciente al poblado de Venezuela en Ciego de Ávila. Para lo cual es necesario la realización de ensayos de laboratorio que permitan determinar las características del suelo objeto de estudio, dentro de los que se encuentran los ensayos de granulometría, la determinación de los límites de consistencia, el peso específico, la compactación aplicando la energía del Proctor Estándar, entre otros. Asimismo se obtiene la curva de retención de agua del suelo, además de alcanzar los parámetros del suelo en las condiciones saturadas, a partir del ensayo de consolidación clásico y con el empleo del ensayo de corte directo. De igual manera se analizan los aspectos referentes al ensayo de succión empleando papel de filtro que corresponde al estudio experimental. Para la realización de los ensayos se contó con equipo perteneciente al laboratorio de la Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos (IPH) así como de la Universidad Central “Marta Abreu” de las Villas (UCLV).

### 2.1 Muestreo y obtención de propiedades físico mecánicas



**Figura 2.1** Localización geográfica de la zona de estudio en *Google Maps*

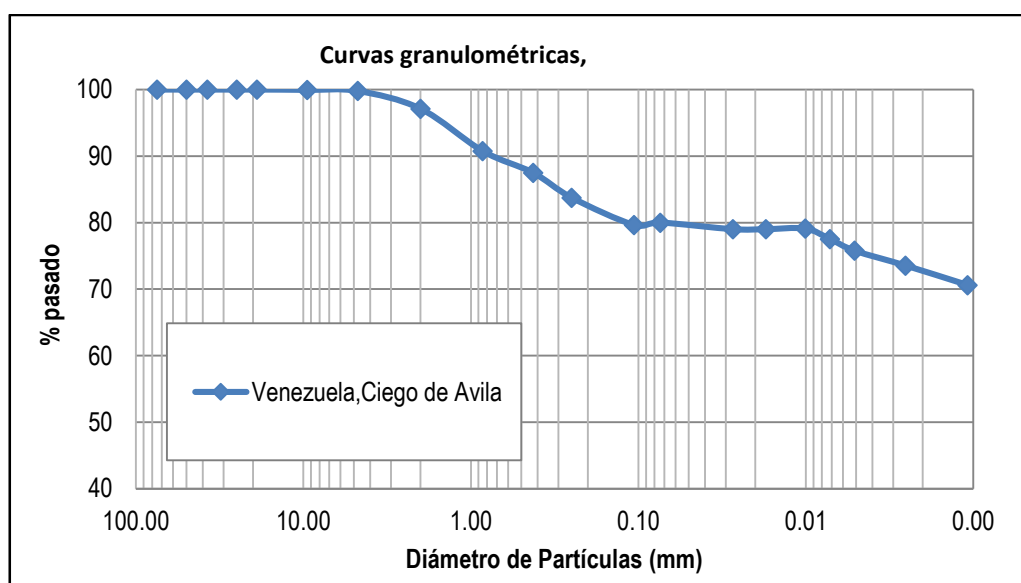
El suelo corresponde a un tramo del Canal Magistral (CM) Zaza perteneciente a la provincia de Ciego de Ávila que se encuentra aproximadamente a 2,7 km del asentamiento rural La Ofelia en el poblado Venezuela ubicado entre las coordenadas geográficas según el sistema de proyección Cuba Norte: E: 721 000; N: 213 000 y E:

724 000; N: 215 000, hoja cartográfica 4481-III-d (Venezuela) a escala 1:25 000 en la provincia Ciego de Ávila, tiene amplias manifestaciones el carso y otro fenómeno es la meteorización de la roca fresca. Para este suelo se realizaron 15 calas, 7 calas dentro del área del embalse regulador, 2 en el canal magistral y 6 en la zona de préstamo.

## 2.2 Ensayos físicos.

Con la obtención de la curva granulométrica se logra clasificar el suelo por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y por el método HRB de la AASHTO. El ensayo de granulometría consiste en la determinación cuantitativa de la distribución de los tamaños de las partículas en los suelos. (Mejias, 2017)

Para la realización de estos ensayos se siguieron las orientaciones de la norma (NC-20, 1999) "Geotecnia. Determinación de la granulometría de los suelos". En la Figura 2.2 se presenta la curva granulométrica definitiva del suelo.



**Figura 2.2** Curva granulométrica promedio de las muestras del suelo estudiado

Para la determinación de la plasticidad del suelo objeto de estudio, se tuvo en cuenta la norma cubana (NC-58, 2000) "Geotecnia. Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos". Por otro lado, la determinación del peso específico de las muestras del suelo se realizó teniendo en cuenta la norma (NC-19, 1999) "Geotecnia. Determinación del peso específico de los suelos"

**Tabla 2.1.** Límites de consistencia y Peso específico del suelo

| Parámetros                    | Ciego de Ávila |
|-------------------------------|----------------|
| Límite Líquido                | 51.8           |
| Límite Plástico               | 25.3           |
| Índice de Plasticidad         | 26.4           |
| Peso específico relativo (Gs) | 2,82           |

A partir de los resultados obtenidos en la granulometría y límites de consistencia del suelo, se procedió a la clasificación siguiendo las orientaciones de la norma (NC-59, 2000) "Geotecnia. Clasificación geotécnica de los suelos", la misma se puede apreciar en la Tabla 2.2.

**Tabla 2.2.** Clasificación del suelo

| Método de Clasificación | Venezuela, Ciego de Ávila            |
|-------------------------|--------------------------------------|
| SUCS                    | CH<br>(Arcilla alta compresibilidad) |
| AASHTO                  | A – 7 – 6 (22)                       |

### 2.3 Ensayo mecánicos

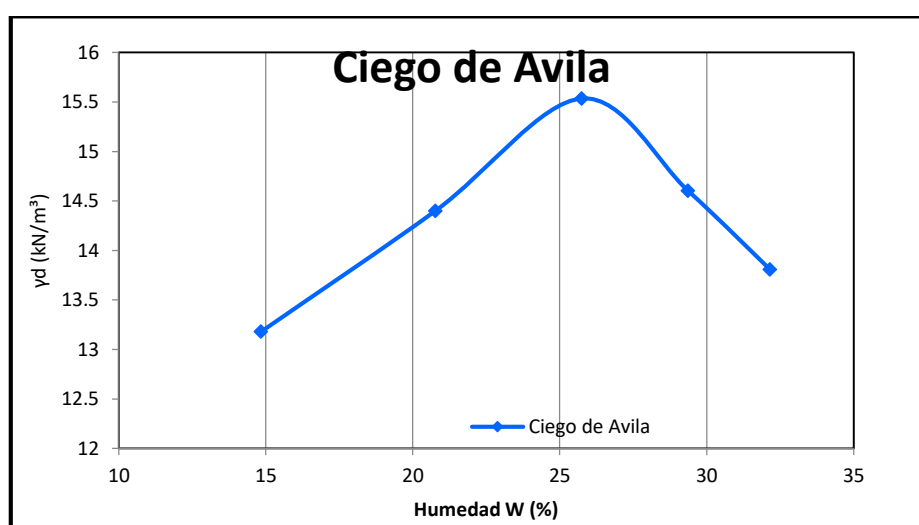
Con el objetivo de obtener los valores de peso específico seco máximo y la humedad óptima, el suelo fue inicialmente humedecido a partir de la condición de secado al aire libre, durante el proceso de compactación, y compactado usando la energía del Próctor

Estándar, para tener un parámetro de referencia con que remoldear las muestras ya que no se pudo obtener muestras inalteradas.

Este ensayo fue realizado a las muestras del suelo teniendo en cuenta la norma (NC-54-141, 1978) “Geotecnia. Próctor Estándar y Próctor Modificado”. En la Tabla 2.3 y en la Figura 2.3 se presentan los resultados de la compactación del Próctor Estándar.

**Tabla 2.3.** Valores de  $\omega_{\text{óptima}}$  y  $\gamma_{d-\text{máx}}$  del suelo

| Suelos         | $\omega_{\text{óptima}}$ (%) | $\gamma_{d-\text{máx}}$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) |
|----------------|------------------------------|----------------------------------------------------|
| Ciego de Ávila | 24.7                         | 15.64                                              |



**Figura 2.3.** Curvas de ( $\gamma_d$  vs  $\omega$ ) promedio, para la energía Próctor estándar de las muestras.

### Succión con papel de filtro

Para medir la succión se decidió emplear la técnica del papel de filtro, determinando la curva de retención de agua del suelo, se utiliza esta técnica ya que es el único que mide la succión total y matricial y que además es posible realizar en las condiciones cubanas. En este método se determina el potencial del agua en el suelo por medio del potencial del agua retenida en un medio poroso llamado papel de filtro. Se determina la succión matricial ya que la que está relacionada con la presión negativa de agua en los poros de acuerdo a lo planteado por (Fredlund, 2005)

Para determinar la succión de las diferentes muestras de suelo, se tomó como base la norma (ASTM-D5298, 2010) “Determinación de la Succión en los suelos”. Las muestras

fueron remoldeadas empleando energía estática, siguiendo lo recomendado en la norma (NC-54-142, 1985) "Compactación estática".

El papel de filtro utilizado fue el Whatman 42, el cual se seca a una temperatura de  $(110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C})$  en la estufa por un periodo de 24 h y luego se enfría en el desecador por 15 min. Los papeles de filtro secos se pesan y se colocan en el recipiente. Las muestras de suelo se pesan y se colocan en el recipiente que se sella con papel celofán y se almacenan por 10 días a una temperatura constante de  $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ .

Mediante el método del papel filtro se estima la succión del suelo midiendo indirectamente la cantidad de agua transferida por el espécimen de suelo parcialmente saturado a un papel de filtro inicialmente seco. El contenido de agua del papel de filtro en equilibrio se mide gravimétricamente y relaciona la succión del suelo a través de una curva de calibración predeterminada para un tipo de papel filtro en particular.

**Tabla 2.4.** Características adoptadas en la técnica del papel filtro.

| Características        | Procedimiento adoptado                     |
|------------------------|--------------------------------------------|
| Tipo de Papel          | Whatman 42                                 |
| Tipo de succión medida | Succión Matricial                          |
| Volumen de la muestra  | 48,5 cm <sup>3</sup>                       |
| Tamaño de papel        | 5,5 cm                                     |
| Temperatura del ensayo | $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ |
| Tiempo de equilibrio   | 10 días                                    |

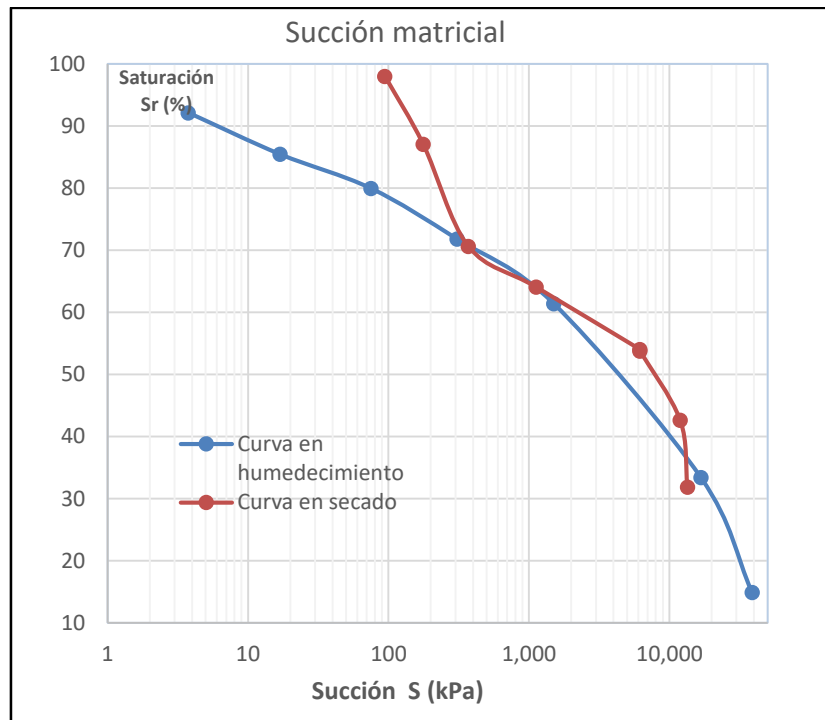
Se puede obtener una curva de calibración siguiendo las especificaciones de la norma o trabajar con la planteada por Fredlund, en este caso, se empleará la curva de calibración obtenida en el laboratorio para el papel de filtro.

$$y = -0,1001x + 4,6125 \quad (2.1)$$

x : Contenido de humedad del papel de filtro

y : Valor de la succión de la muestra analizada

La curva de retención de agua del suelo presenta histéresis para todos los puntos estudiados, fenómeno que tiene lugar debido a la naturaleza del ensayo ya que depende de la trayectoria de secado y de humedecimiento de las muestras de suelo. (Soga & Mitchell, 2005). Las curvas de retención obtenidas, con grados de compactación ( $G_c$ ) de 100% son las siguientes:



**Figura 2.4.** Curvas de retención de agua del suelo para la Succión Matricial

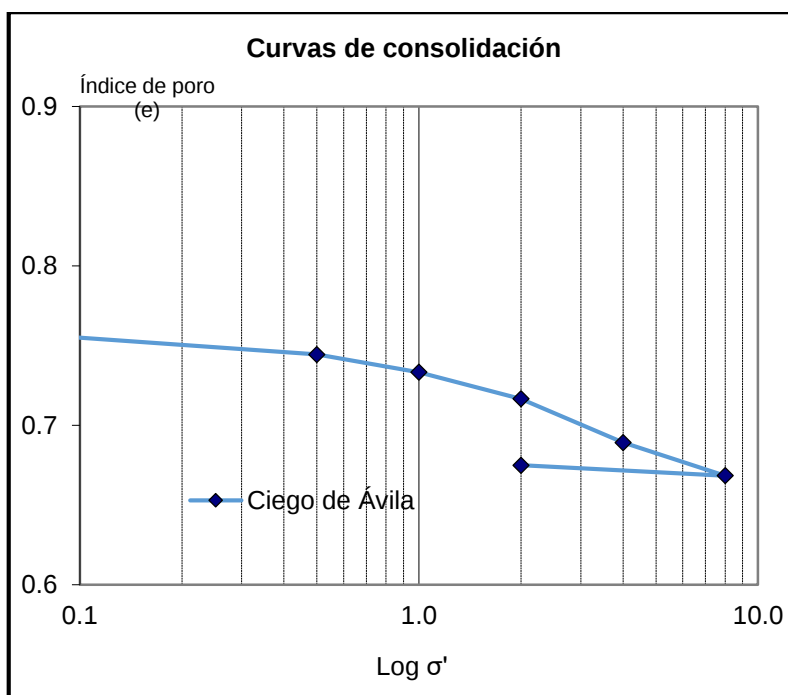
Como se aprecia en las curvas de ( $S_r$  vs  $S$ ) el suelo presenta elevados valores de succión debido a las altas tensiones que en él se desarrollan por la expansión que presenta con las saturaciones estudiadas.

#### Ensayo de consolidación del suelo saturado

El ensayo de consolidación se realiza a las muestras del suelo remodeladas haciendo uso del consolidómetro, teniendo en cuenta lo planteado en la norma cubana (NC, 2006) "Geotecnia. Método de ensayo para la determinación de las propiedades de consolidación unidimensional de los suelos". Durante el ensayo de consolidación, el espécimen de suelo se restringe lateralmente y se carga axialmente con incrementos de esfuerzo totales. Cada incremento de esfuerzo se mantiene hasta que se disipan totalmente las presiones de exceso de agua en los poros. Durante el proceso de consolidación se realizan mediciones del cambio en la altura del espécimen y estos datos se utilizan para determinar la relación que existe entre el esfuerzo efectivo, la relación de vacío o deformación y la velocidad con que ocurre la consolidación, mediante la evaluación del coeficiente de consolidación. A continuación se muestra la curva de compresibilidad del suelo (Figura 2.5)

**Tabla 2.5.** Datos iniciales de las muestras de suelo empleadas en el ensayo de consolidación

| Venezuela,<br>Ciego de Ávila                                            |       |
|-------------------------------------------------------------------------|-------|
| Datos iniciales del ensayo de consolidación                             |       |
| Índice de poros inicial (e)                                             | 0,744 |
| Peso específico seco inicial ( $\gamma_{d-inic}$ ) (kN/m <sup>3</sup> ) | 14,37 |



**Figura 2.5.** Curva de (e vs  $\sigma$ ) para 100% de grado de saturación

Se obtuvo la curva de compresibilidad en carga y descarga para un 100% de grado de saturación de las muestras de suelos ensayadas, con el objetivo de obtener los valores de los parámetros  $k$  y  $\lambda$  en su tramo virgen, que son empleados por el modelo de Rojas y Alanís en la obtención de la curva de compresibilidad para los suelos parcialmente saturados.

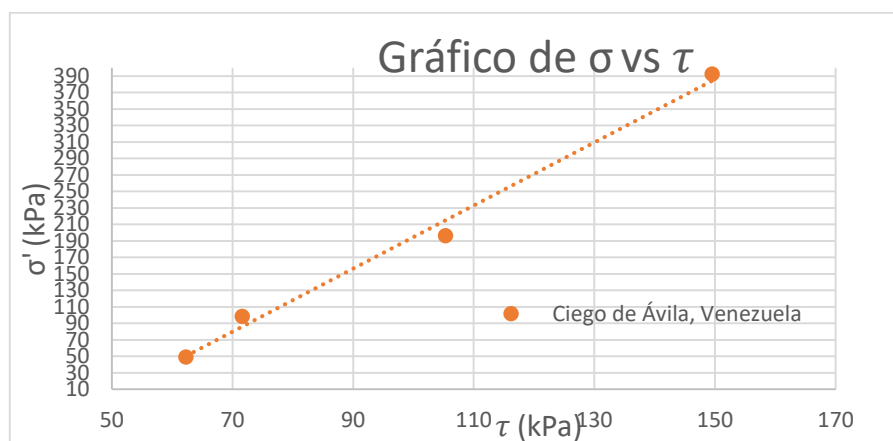
### Ensayo de corte directo.

Este ensayo tiene como objetivo determinar los parámetros de resistencia del suelo ( $c$  y  $\phi$ ), teniendo en cuenta la norma (NC-325, 2004) "Geotecnia. Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante directo (aparato de caja de corte pequeño)". Para la realización de este ensayo se confeccionaron muestras compactadas con la energía del Próctor Estándar. A cada una de las muestras se le aplicó una carga vertical de 50, 100, 200 y 400 kPa.

Como resultado de los esfuerzos máximos de las muestras de suelo ensayadas, en la Figura 2.6 se representa la curva de  $\sigma$  vs  $\tau$  máx. A partir de este fueron determinados los parámetros de resistencia mostrados en la Tabla 2.6

**Tabla 2.6.** Parámetros de resistencia del suelo objeto de estudio

| Venezuela,<br>Ciego de Ávila           |       |
|----------------------------------------|-------|
| Parámetros                             |       |
| Cohesión (kPa), C                      | 49.56 |
| Ángulo de fricción interna $\varphi^0$ | 14.53 |



**Figura 2.6** Gráficos de  $\sigma$  vs  $\tau$  máx del suelo estudiado

### Ensayo Triaxial Consolidado no Drenado

En este ensayo, la resistencia se mide en condiciones no drenadas; sin embargo, mediante la presión de agua en los poros medida durante el ensayo se pueden los esfuerzos totales y efectivos, la compresión y la deformación axial así como la presión de agua en los poros. Este método de ensayo abarca la determinación de las relaciones de resistencia y esfuerzo-deformación de las muestras cuando se consolida isotrópicamente y se corta en compresión no drenada a una velocidad constante de deformación axial (deformación controlada). Por determinadas condiciones este método se analiza por la Norma estadística para suelos, donde se utilizan las siguientes fórmulas: (Norma estadística para suelos)

$$\Phi = \tan^{-1}(\tan \varphi) = \tan^{-1}[(a - 1)/(2\sqrt{a})] \quad (2.1)$$

$$C = b/(2\sqrt{a}) \quad (2.2)$$

$$a = (n \sum \sigma_{1i} \cdot \sigma_{3i} - \sum \sigma_{1i} \cdot \sum \sigma_{3i}) / \Delta \quad (2.3)$$

$$b=(n\sum\sigma_{1i}*\sum\sigma_{3i}^2-\sum\sigma_{3i}*\sum\sigma_{1i}*\sigma_{3i})1/\Delta \quad (2.4)$$

$$\Delta=n\sum\sigma_{3i}^2-(\sum\sigma_{3i})^2 \quad (2.5)$$

Donde:

$\sigma_{3i}$ - son los valores de las tensiones de confinamiento utilizadas en el ensayo.

$\sigma_{1i}$ - son los valores de las tensiones verticales de rotura medidas en el ensayo.

n- número de ensayos realizados

Obteniendose:

$$C=51.34$$

$$\phi= 14.09^\circ$$

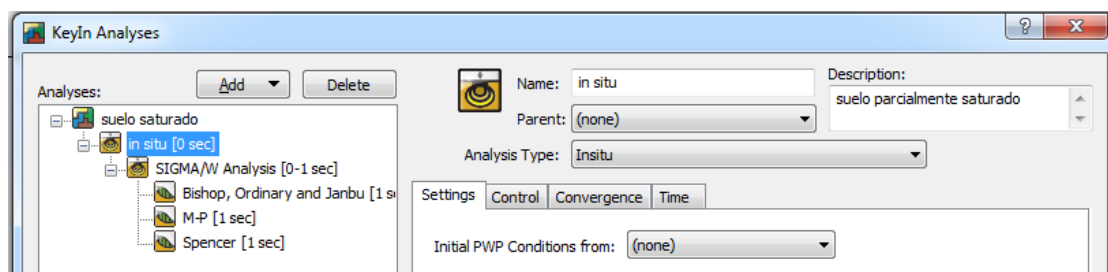
## Conclusiones Parciales

- Una vez realizados los estudios debidos al suelo mediante los ensayos de Granulometría, hidrómetro e índices de plasticidad este se clasifica por el método del SUCS como una arcilla de alta compresibilidad (CH) y por el método de AASHTO como un suelo A-7-6(22).
- El  $\gamma_{d-máx}$  es de  $15.64 \text{ kN/m}^3$  y la humedad óptima de 24.7% obtenidos del ensayo de compactación con la energía del Próctor Estándar.
- El fenómeno de la histéresis es característico en los suelos parcialmente saturados y en esta investigación se evidencia en la curva de retención de agua ( $S_r$  vs  $S$ ) del suelo objeto de estudio entre la rama en secado y la rama en humedecimiento.
- El ensayo de corte directo se realizó con el objetivo de efectuar el análisis de la presa en la etapa de final de construcción, obteniéndose un ángulo de fricción interna de  $14.53^\circ$  y una cohesión de 49.56 kPa. Para la etapa de explotación se realizó el cálculo triaxial consolidado no drenado por la norma estadísticas para suelos, donde se obtuvo que  $\phi = 14.09^\circ$  y  $c = 51.34 \text{ kPa}$ .
- La curva de compresibilidad del suelo se obtuvo con el objetivo de calcular los parámetros  $k$  y  $\lambda$ , para emplearlos en la simulación de la curva de compresibilidad ( $e$  vs  $\sigma$ ) para suelos con comportamiento parcialmente saturado. Los parámetros  $k$  y  $\lambda$  son constantes para un mismo suelo y van a depender de la relación de vacíos inicial que tenga el suelos ensayado.

## Capítulo III “Análisis de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra para suelos parcialmente saturados”

### 3.1 Generalidades

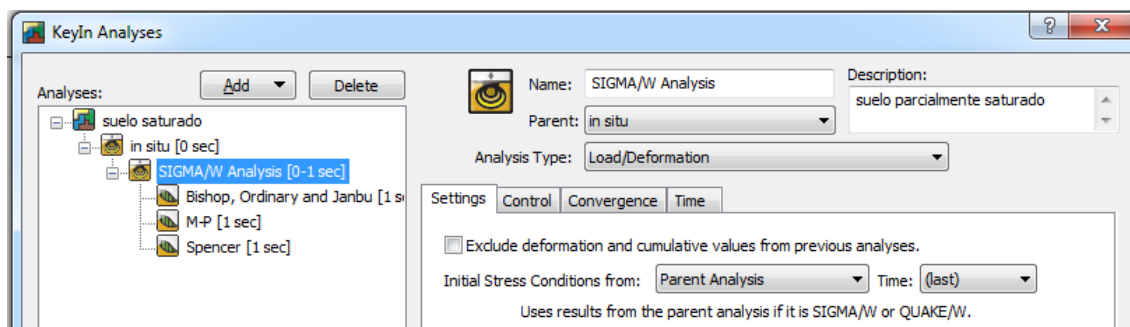
En este capítulo se realizará un análisis de tensión-deformación que permitirá realizar la calibración del modelo de una presa de tierra de sección homogénea utilizando GeoStudio 2007, específicamente los programas SIGMA/W, SEEP/W y SLOPE/W. En SIGMA/W. Se realizarán dos análisis: el primero de ellos “in situ” y el segundo de carga-deformación. En el análisis “in situ” las tensiones iniciales serán iguales a cero y solo son consideradas para la distribución de tensiones y asentamientos la acción de la gravedad y el peso propio de los elementos.



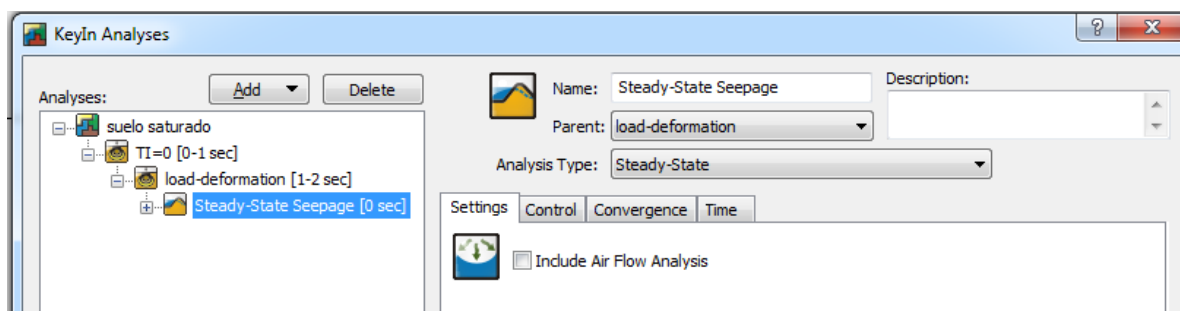
**Figura 3.1** Ajustes de un análisis “in situ” en SIGMA/W

A partir de los resultados de este análisis se llevará a cabo el análisis de carga-deformación como se muestra en la Figura 3.2, obteniéndose los cambios de esfuerzo y desplazamientos ante la aplicación de cargas o simulación de condiciones de campo.

En SEEP/W se realizará el análisis de filtraciones con el principal objetivo de obtener la Línea de Corriente Superior (LCS) y utilizar las condiciones de presión de agua en los poros en el análisis de estabilidad cuando se analice la presa en la etapa de explotación. En la Figura 3.3 que el tipo de análisis utilizado será *Steady-State*, lo que significa estado constante. Al realizar este tipo de análisis se asume que las condiciones de infiltración, como el nivel de aguas normales de la presa en el talud aguas arriba, no varía con el tiempo, por lo que se mantiene siempre constante.

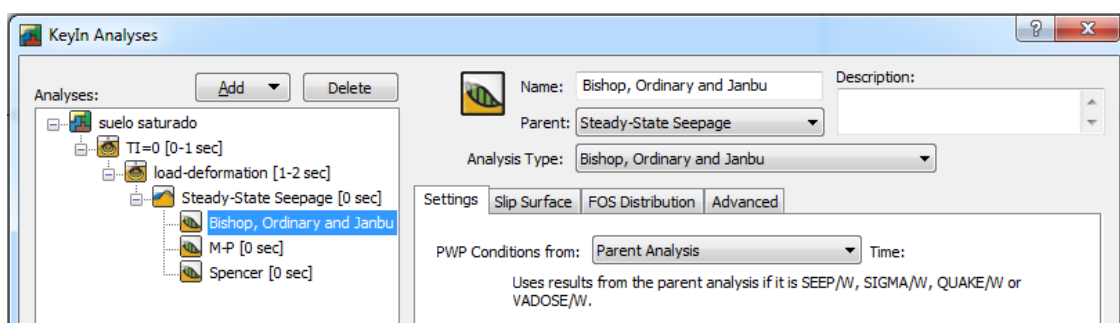


**Figura 3.2** Ajustes del análisis Carga-deformación en SIGMA/W



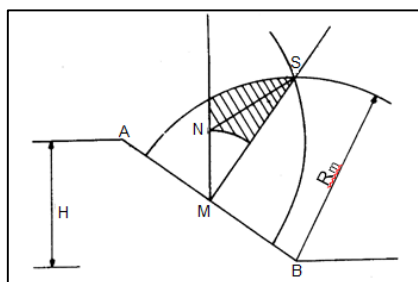
**Figura 3.3** Ajustes del análisis en SEEP/W

Por último, se realizará el análisis de estabilidad del talud aguas abajo en SLOPE/W, utilizando los métodos de equilibrio límite aproximados (Bishop, Janbu y Fellenius) y exactos (Spencer y Morgenster-Price). Como se muestra en la Figura 3.4, cuando se defina el análisis “padre” para los análisis de SLOPE/W en la etapa de explotación, los métodos de equilibrio límite utilizarán el *Steady-State* de SEEP/W y de aquí tomarán las condiciones iniciales de presión de agua en los poros.



**Figura 3.4** Ajustes del análisis de estabilidad en SLOPE/W

Para generar las posibles superficies de falla del talud SLOPE/W tiene varias opciones, en la investigación, se utilizará el método de malla y radios basado en el círculo crítico de Ostrovski. De acuerdo a lo planteado en la Tabla 1.3 del epígrafe 1.5.2, para una inclinación del talud de 1:2.5 los valores de  $R_m$ ,  $R_{m\max}$  y  $R_{m\min}$  son 1,95; 2,5 y 1,4 respectivamente. Las coordenadas de los puntos N y S obtenidas para cada radio luego de realizar el método manualmente se ofrecen en la Tabla 3.1.

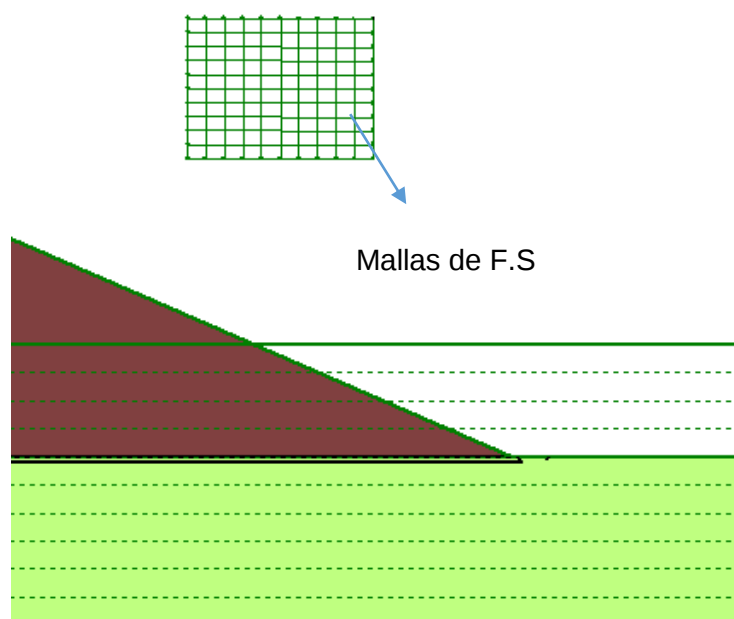


**Figura 3.5** Método de Ostrovski

**Tabla 3.1** Resultados del método de Ostrovski

| Radios           | Coordenadas |    |     |     |
|------------------|-------------|----|-----|-----|
|                  | N           |    | S   |     |
|                  | x           | y  | X   | y   |
| R <sub>med</sub> | 193         | 83 | 226 | 108 |
| R <sub>mín</sub> | 193         | 70 | 214 | 84  |
| R <sub>máx</sub> | 193         | 95 | 239 | 130 |

En este caso, se escogerán las coordenadas de la recta NS correspondiente al radio medio la cual se utilizará como diagonal de la malla rectangular trazada en SLOPE/W como se muestra en la Figura 3.6, ya que con ella se obtuvieron los menores valores en el factor de seguridad. La malla será dividida por diez líneas horizontales y diez líneas verticales y cada vértice representará el centro de cada uno de los arcos de circunferencia donde estarán contenidas las posibles superficies de falla.



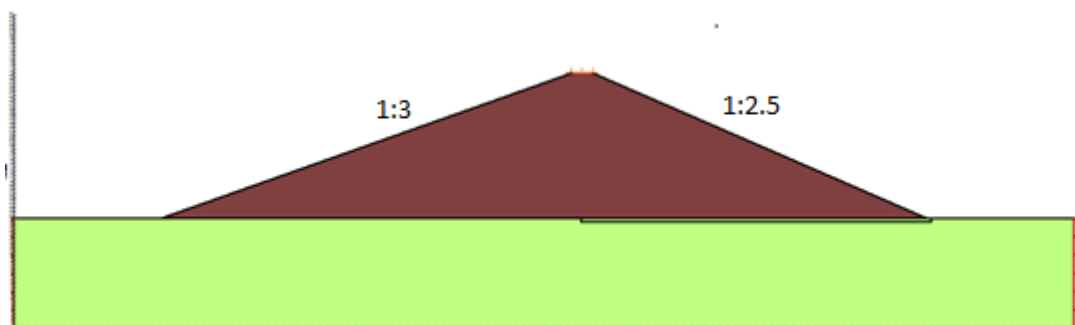
**Figura 3.6** Método de malla y radios en SLOPE/W

El radio de estos círculos es especificado mediante tangentes trazadas desde el punto medio de la cortina de la presa, tanto vertical como horizontalmente, hasta el extremo de la cimentación como también se aprecia en la Figura 3.6. Esto garantiza incluir en el análisis tanto la posibilidad de fallas profundas como superficiales. El incremento en las tangentes superior e inferior fue especificado como diez, lo cual representa que se

analizarán once radios para cada vértice de la malla para un total de 1331 factores de seguridad computados (11 x11x11).

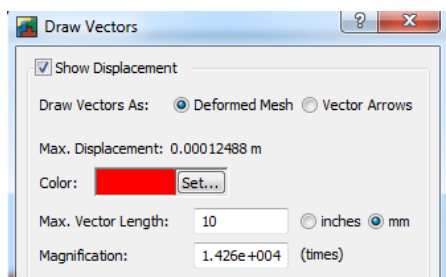
### 3.1.1 Condiciones de frontera

Las condiciones de frontera que deben especificarse en SIGMA/W y SLOPE/W son necesarias para la correcta interpretación de los resultados. En SIGMA/W existen dos tipos principales de condiciones de frontera: de esfuerzo y de desplazamiento. Al estar sometida la presa únicamente a su peso propio y a los empujes laterales del agua, solo deben utilizarse las condiciones de frontera de desplazamiento. De esta manera quedan restringidos en el análisis “in situ” los desplazamientos laterales (*Fixed x*) a ambos lados de la cimentación y ambos desplazamientos, lateral y vertical (*Fixed xy*) en su base, tal y como se muestra en la Figura 3.7.

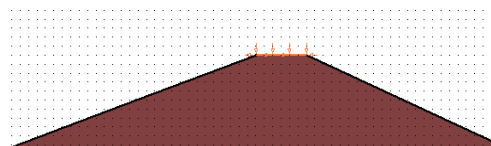


**Figura 3.7** Condiciones de frontera en el análisis “in situ” en SIGMA/W

Por otro lado, al análisis de carga-deformación es necesario añadirle una nueva condición de frontera en la corona de la presa que represente la máxima deformación esperada cuando la misma sea sometida a todas las cargas y condiciones de campo para las cuales se ha diseñado. Este valor debe especificarse tanto en el eje “x” como en el eje “y” siempre con sentido negativo, o sea, contrario al sentido de los ejes. Su estimación se basa en el máximo desplazamiento obtenido en el análisis “in situ” como se muestra en la Figura 3.8 y para este caso será de 0.2m en ambos ejes.



(a)



(b)

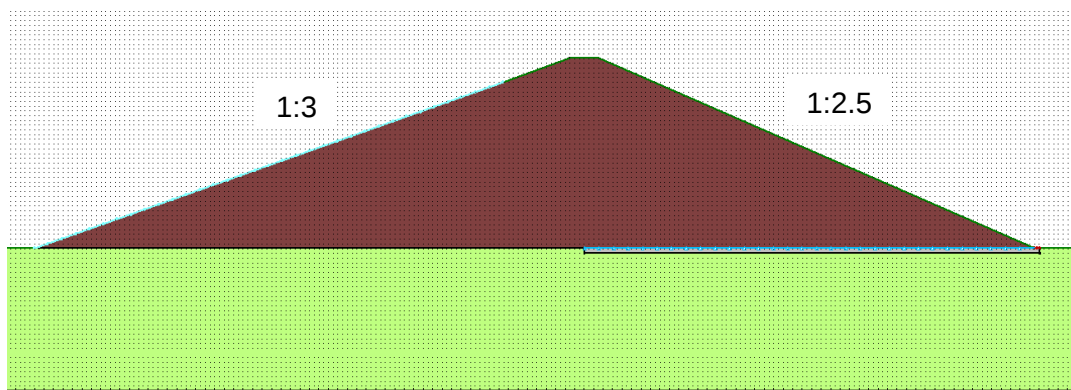
**Figura 3.8** a) Máxima deformación obtenida en el análisis “in situ” de SIGMA/W y b) representación gráfica de la condición de frontera de máximo desplazamiento en la corona

Para el análisis de filtraciones el SEEP/W lo realiza mediante el método de elementos finitos a partir de la resolución de la siguiente ecuación:

$$[K]\{H\} = \{Q\} \quad 3.1$$

Donde  $\{H\}$  es el vector de la carga hidráulica total en cada nodo,  $\{Q\}$  es el vector de las cantidades de flujo y  $[K]$  es la matriz de coeficientes relacionados con la geometría y las propiedades de los materiales (Krahn, 2004a). La incógnita en esta ecuación es el vector  $\{H\}$  que se computa a partir de los valores especificados de carga hidráulica total ( $H$ ) y flujo total a través de la sección ( $Q$ ), los cuales constituyen los dos grupos de condiciones de frontera existentes en SEEP/W.

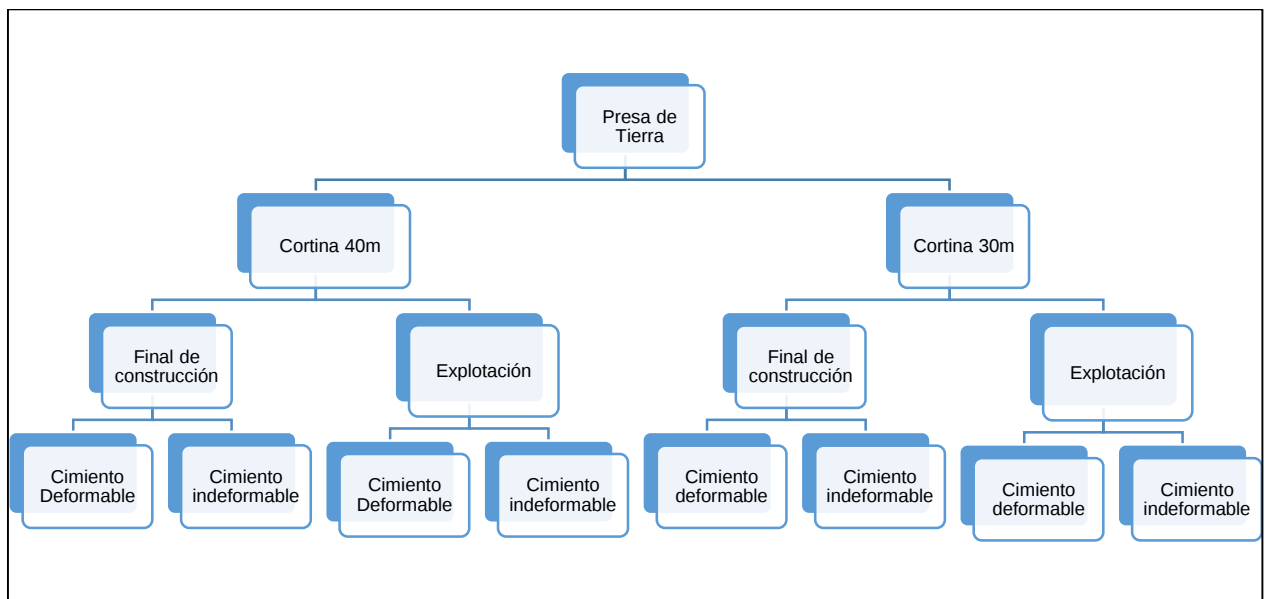
Como se explicó anteriormente, la línea de contacto entre el agua y el talud aguas arriba es una línea equipotencial donde la carga hidráulica total permanece constante adquiriendo un valor igual al nivel de aguas normales que será de 65m tomando como referencia el plano de la base de la cimentación. En el caso en que se emplee el colchón de drenaje, la posible superficie de infiltración, perteneciente a la categoría de *Total Flux* ( $Q$ ), se encuentra en la superficie superior de este tal y como se muestra en la Figura 3.9. La línea de equipresión, que también se muestra en la Figura 3.9, representa la zona por la cual saldrá el agua infiltrada en el talud aguas abajo. En dicha zona el valor de la altura piezométrica es igual a cero (*Zero Pressure* en el programa) y el valor de carga hidráulica total pertenece a la elevación ( $z$ ) de la línea.



**Figura 3.9** Representación de las condiciones de frontera en SEEP/W para el modelo con colchón de drenaje.

### 3.2 Propiedades de los materiales

Las propiedades asignadas a los materiales en los diferentes modelos están en función de los análisis comparativos que se pretende realizar como se muestra en la Figura 3.10. Es necesario precisar además que, en cada caso en que se utilice el suelo parcialmente saturado, se emplearán los métodos de ajuste de Vanapalli. Cada programa dentro de GeoStudio requiere de la especificación de diferentes propiedades de los suelos en dependencia del análisis que se realice como se explica a continuación.



**Figura 3.10** Análisis a realizar en GeoStudio 2007

#### 3.2.1 Propiedades de los materiales en SIGMA/W

Como se mencionó anteriormente, SIGMA/W solo será empleado para la calibración del modelo ya que en los métodos de equilibrio límite no ejerce ninguna influencia la distribución de esfuerzos. Para estos modelos se considerará que la presa se encuentra en la etapa de final de construcción y no se tendrá en cuenta el fenómeno de la succión. La categoría que se debe asignar al material en este caso es *Total Stress Parameters* (parámetros de esfuerzo total) pues se trata de un suelo no drenado, y el modelo será lineal-elástico lo que responde al modelo de falla de Mohr-Coulomb. De esta manera, SIGMA/W requiere solamente que sean introducidos el valor del peso propio del suelo, su módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson. Para la cortina de la presa se empleará el peso específico ( $\gamma$ ) promedio que se obtuvo del ensayo Próctor Estandar y el módulo de elasticidad resultante del ensayo de consolidación (Tabla 3.2). Para la

cimentación se considerarán los valores mostrados en la Tabla 3.2, garantizando que este suelo sea resistente y que la misma se encuentra totalmente saturada.

**Tabla 3.2** Propiedades del suelo saturado en SIGMA/W

| Suelo                                               | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | E (kPa) | Coefficiente de Poisson |
|-----------------------------------------------------|-------------------------------|---------|-------------------------|
| Cortina                                             | 19.50                         | 8344.19 | 0,33                    |
| Cimentación 1<br>(suelo deformable)                 | 18                            | 21000   | 0,33                    |
| Cimentación 2<br>(cortina y cimentación homogéneos) | 19.50                         | 8344.19 | 0,33                    |

### 3.2.2 Propiedades de los materiales en SEEP/W

Para generar la red de flujo en SEEP/W se considerará en todos los casos que se produce flujo no saturado por encima de la línea de corriente superior y que, por tanto, por encima de esta existen presiones negativas de agua en los poros, características correspondientes al modelo *Saturated-Unsaturated* de SEEP/W.

Al considerar que la cortina de la presa se encuentra parcialmente saturada por encima de la Línea de Corriente Superior (LCS), la red de flujo debe obtenerse para varios modelos. Como se mencionó anteriormente, un análisis *Steady-State* se realiza para un determinado valor de succión a partir de la especificación del mismo y la introducción de la curva de conductividad hidráulica. Respectivamente, debido a que, cuando el grado de saturación alcanza valores menores o iguales que 70%, los valores de succión aumentan considerablemente provocando que prácticamente desaparezca la tensión neutra en el suelo. Como se conoce del capítulo anterior, la curva de conductividad hidráulica no fue obtenida en el laboratorio, por tanto, esta será estimada por el método de Fredlund a partir de la curva característica como se muestra en la Figura 3.11 utilizando los parámetros de estimación de la Tabla 3.3.

**Figura 3.11** Estimación de la curva de conductividad hidráulica por el método de fredlund en SEEP/W

**Tabla 3.3** Parámetros de estimación de la curva de conductividad hidráulica

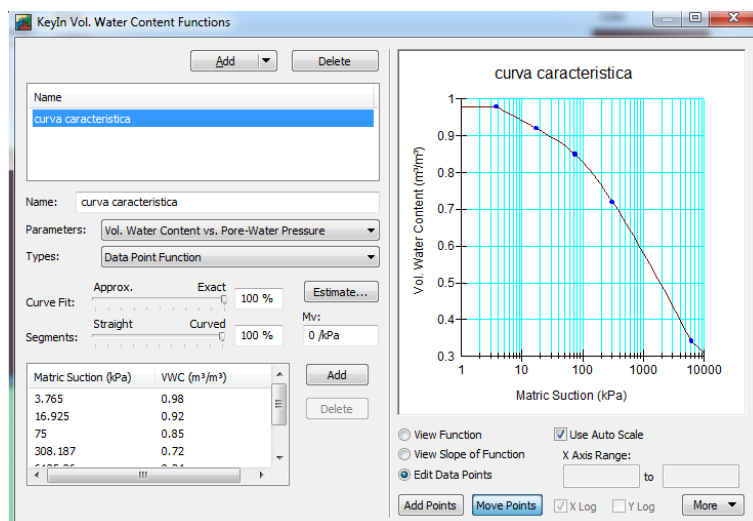
| Método             | K saturada<br>(m/seg) | Contenido<br>residual de<br>Agua (m³/ m³) | Succión<br>Mínima<br>(kPa) | Succión<br>Máxima<br>(kPa) | No. de<br>puntos |
|--------------------|-----------------------|-------------------------------------------|----------------------------|----------------------------|------------------|
| Fredlund y<br>Xing | 9.78 e-05             | 0.50                                      | 0,1                        | 1000                       | 20               |

La curva característica fue obtenida experimentalmente por el método del papel de filtro como se explicó en el epígrafe 2.6 y será introducida en el programa punto a punto como se muestra en la Figura 3.12 utilizando la rama de humedecimiento. La permeabilidad saturada de la cortina se obtuvo tras promediar los resultados del ensayo de consolidación al igual que el índice de compresibilidad volumétrica ( $M_v$ ). El contenido de agua en la saturación (S.W.C) para la cortina fue obtenido en el ensayo del papel de filtro, mientras que la razón  $k_x/k_y$  responde a la consideración inicial de la isotropía del material.

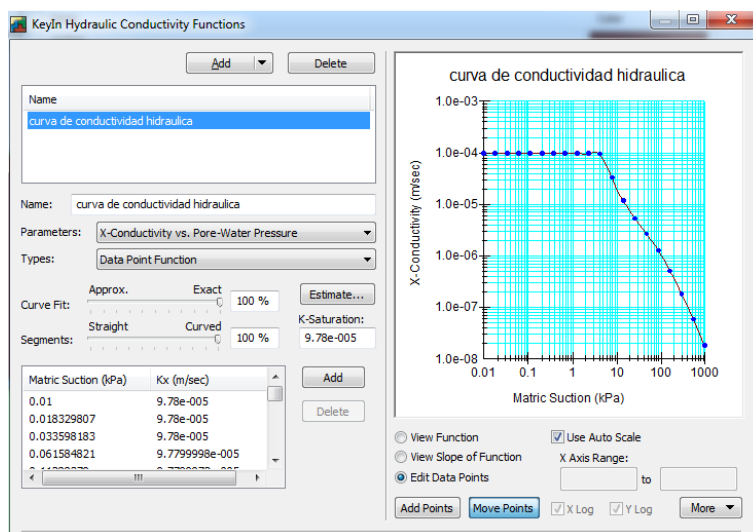
**Tabla 3.4** Puntos de la rama húmeda de la curva característica

| Succión (kPa) | Grado de Saturación (%) |
|---------------|-------------------------|
| 3.765         | 0,98                    |
| 16.925        | 0,92                    |
| 75.0          | 0,85                    |
| 308.187       | 0,72                    |
| 6185.86       | 0,34                    |

Como se aprecia en la Tabla 3.5, para la permeabilidad saturada de la cimentación se escogió un valor que representa cómo el flujo de agua a través de la misma se dificulta con respecto al flujo a través de la cortina. Por otro lado, la permeabilidad elegida para los drenes es 1000 veces mayor que la obtenida para la cortina, puesto que es mediante ellos que debe garantizarse la salida del agua hacia el talud aguas abajo. En cuanto al valor de  $M_v$  seleccionado para los drenajes y la cimentación, según (Krahn, 2004a) en la mayoría de los análisis de filtraciones el valor de  $M_v$  no necesita ser definido con exactitud y muchas veces basta con definir un valor pequeño como  $1e-5/kPa$  a no ser que se espere que una cantidad considerable de agua pueda ser generada o perdida a través del cambio volumétrico de la matriz del suelo en regiones saturadas de la geometría del problema.



**Figura 3.12** Introducción de la curva característica en SEEP/W



**Figura 3.13** Trazado de la curva de conductividad hidráulica

**Tabla 3.5** Propiedades hidráulicas de los suelos de los drenes y la cimentación en SEEP/W

| Suelo       | K saturada (m/s) | Mv (1/kpa) | S.W.C (m³/m³) | k <sub>x</sub> /k <sub>y</sub> |
|-------------|------------------|------------|---------------|--------------------------------|
| Cimentación | 9.78 e-10        | 5.7 e-5    | 1             | 1                              |
| Drenes      | 9.78 e-5         | 5.7 e-5    | 1             | 1                              |

### 3.2.3 Propiedades de los materiales en SLOPE/W

Las propiedades del suelo que deben ser introducidas para realizar el análisis de estabilidad son el peso del suelo, la cohesión, el ángulo de fricción interna y la curva de succión en el caso del suelo parcialmente saturado. En el caso del peso específico húmedo del suelo, se utilizará igualmente el obtenido del ensayo Próctor Estándar, tanto para la etapa de final de construcción como para la de explotación, utilizando los ajustes de Vanapalli para los diferentes grados de saturación. En cuanto a los parámetros de resistencia, en la etapa de final de construcción se tomarán los resultados de la envolvente total del ensayo de corte directo, mientras que para la etapa de explotación se utilizarán  $c'$  y  $\phi'$  obtenidos a partir de ecuaciones empíricas que brindan aproximadamente los parámetros físico mecánicos del suelo similares a las del ensayo Triaxial como se expuso en el capítulo anterior, utilizándose también en cada caso los ajustes, tal y como se muestra en la Tabla 3.6.

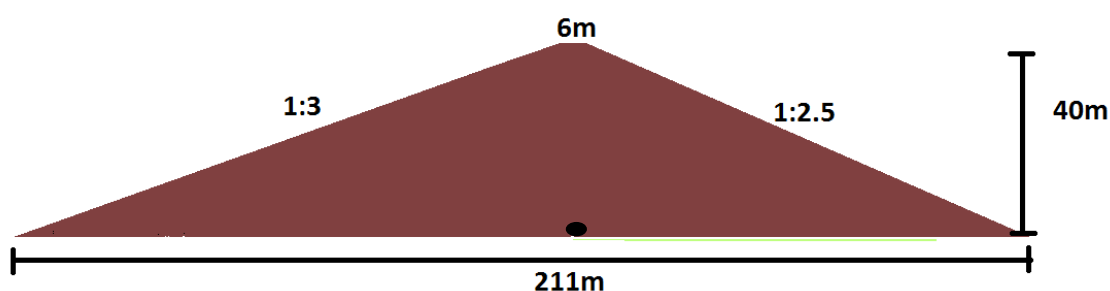
**Tabla 3.6** Resumen de las propiedades del suelo de la cortina en SLOPE/W

| Ajuste    | Final de Construcción |                    |         |            | Explotación |                    |         |            |
|-----------|-----------------------|--------------------|---------|------------|-------------|--------------------|---------|------------|
|           | Sr (%)                | $\gamma_h$ (kN/m³) | c (kPa) | $\phi$ (°) | Sr (%)      | $\gamma_h$ (kN/m³) | c (kPa) | $\phi$ (°) |
| Vanapalli | 100                   | 19.50              | 49.56   | 14.53      | 100         | 19.50              | 51.34   | 14.09      |
|           | 98                    | 19.96              | 50.94   | 13.58      | 98          | 19.96              | 56.16   | 15.18      |
|           | 92                    | 19.73              | 54.83   | 13.58      | 92          | 19.73              | 63.43   | 15.18      |
|           | 85                    | 19.43              | 68.37   | 13.58      | 85          | 19.43              | 71.20   | 15.18      |

Para la cimentación, que siempre estará saturada se consideraran propiedades físico-mecánicas iguales a la cortina de la presa o diferentes con el objetivo de evaluar el factor de seguridad en función de la profundidad de la falla y de la saturación. En los modelos en que se considere la cimentación indeformable se asignará el modelo *Bedrock* al material en SLOPE/W, de esta manera, la línea que divide las regiones de la cortina y la cimentación constituirá una frontera para la superficie de falla generada y además, durante la etapa de explotación, la cimentación no será objeto de filtraciones.

### 3.3 Geometría

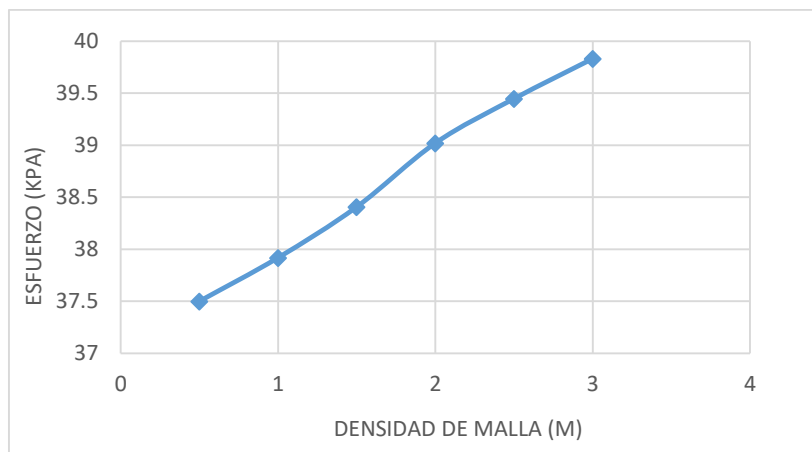
Para la definición de la geometría del modelo fueron tomadas como referencia las presas existentes en nuestro país. La altura promedio de estas presas es de 27m aproximadamente, mientras que el ancho de corona más empleado es de 6m. Para esta investigación se utilizará un modelo geométrico de 40m de altura correspondiente a una presa de categoría III. De acuerdo a lo planteado en el epígrafe 1.3.1, para una altura de la presa comprendida entre 15 y 30m, es posible emplear inclinaciones de 2,5-3 y 2-2,5 en los taludes de aguas arriba y aguas abajo respectivamente, lo que da como resultado el modelo de la Figura 3.14. Una vez establecidas las dimensiones y los materiales de la cortina, es necesario realizar la calibración de la cimentación para definir sus dimensiones.



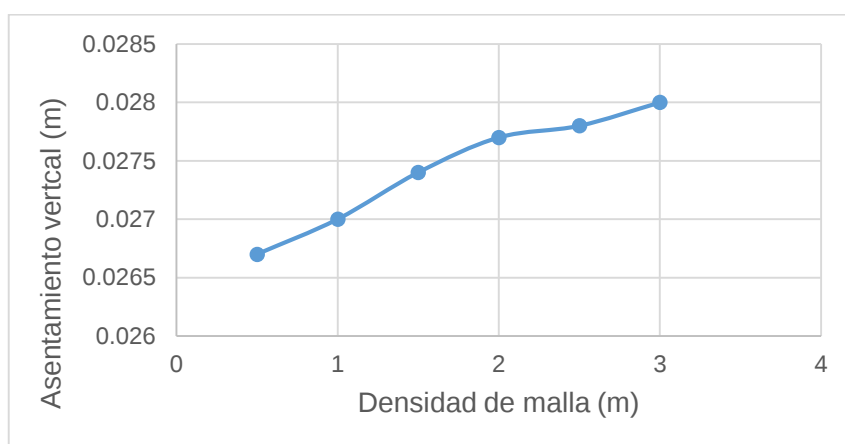
**Figura 3.14** Dimensiones de la cortina de la presa

#### 3.3.1 Calibración del modelo

Para realizar la calibración se obtendrán los gráficos de deformación y esfuerzo para el punto situado en la base de la cortina que se muestra en la figura anterior (Figura 3.14). Estos gráficos se obtendrán para cada elemento analizado comenzando por la densidad de la malla, compuesta por triángulos y cuadrados:

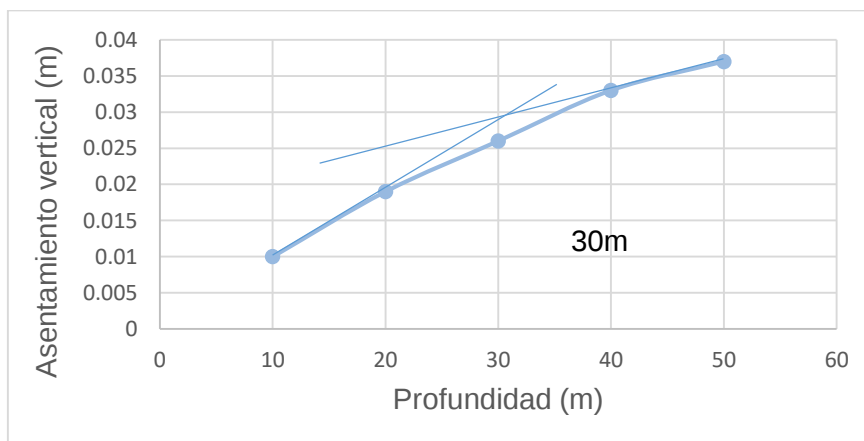


**Figura 3.15** Esfuerzo vs Densidad de Malla

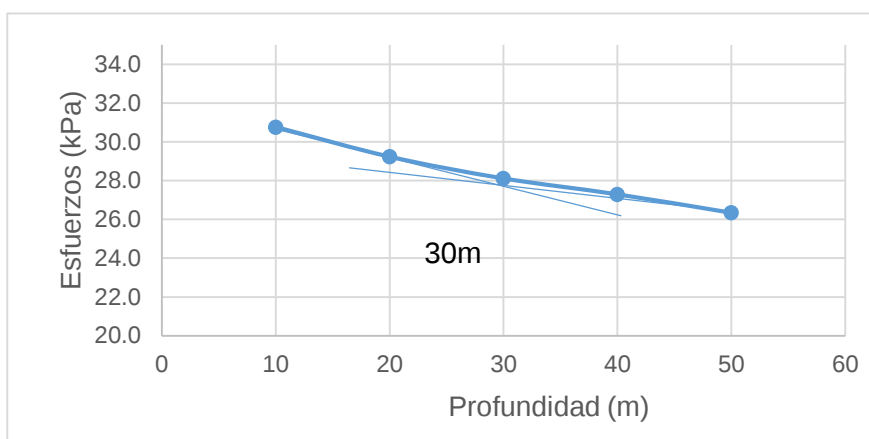


**Figura 3.16** Asentamiento vertical vs Densidad de Malla

La densidad de malla escogida fue 0,5m x 0,5m ya que como se aprecia en las figuras 3.15 y 3.16 para densidades menores a esta no se observa una disminución significativa de esfuerzos ni de deformación. Seguidamente, se procedió a realizar la calibración de la profundidad de la cimentación, obteniéndose los resultados que se muestran en las figuras 3.17 y 3.18.

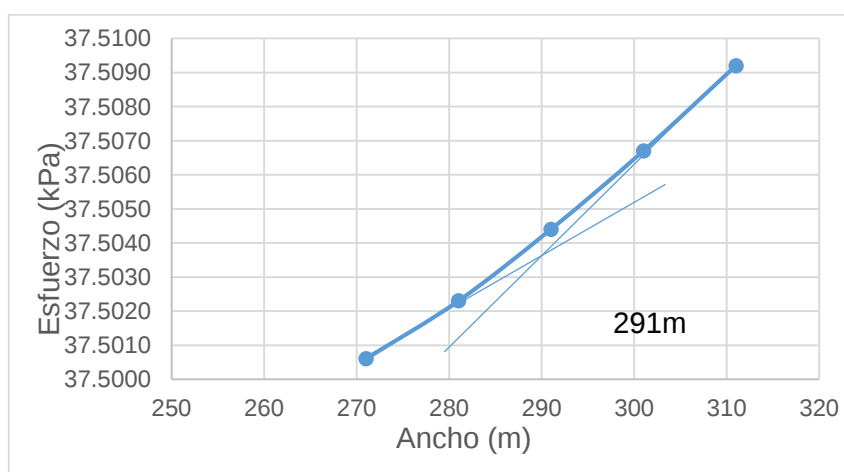


**Figura 3.17** Esfuerzo vs Profundidad de la cimentación

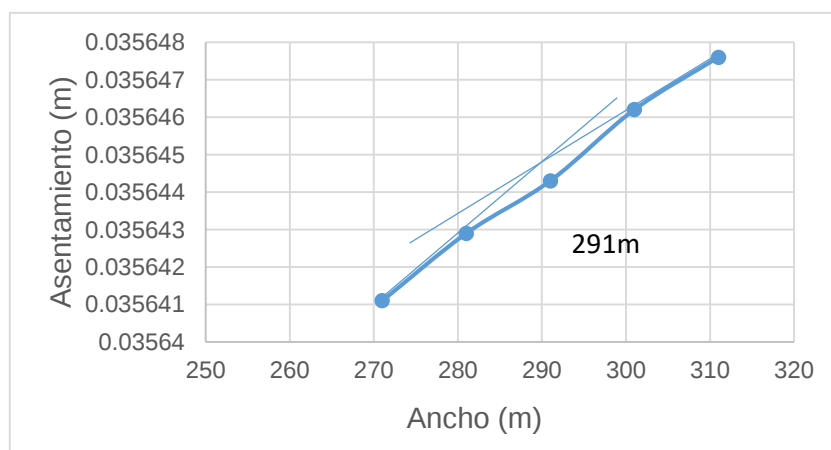


**Figura 3.18** Asentamiento vertical vs Profundidad de la cimentación

Como se observa en las figuras 3.17 y 3.18, las ramas de ambas gráficas convergen en la abscisa correspondiente a 30m de profundidad, por lo tanto, esta será la profundidad considerada para la modelación de la cimentación. Finalmente, con los valores determinados de densidad de malla y profundidad de la cimentación, se realizó la calibración del ancho de la misma, definiéndose que este será de 291m.

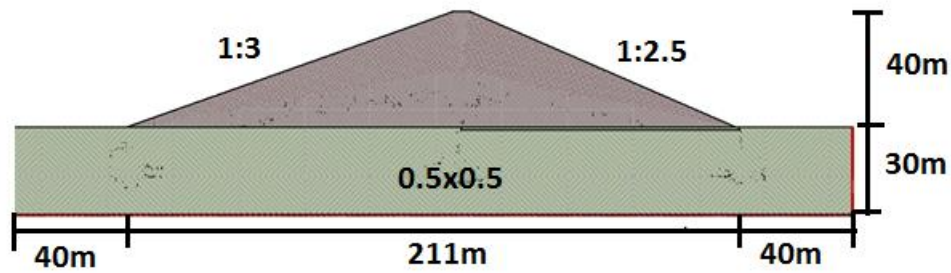


**Figura 3.19** Esfuerzo vs Ancho de la cimentación



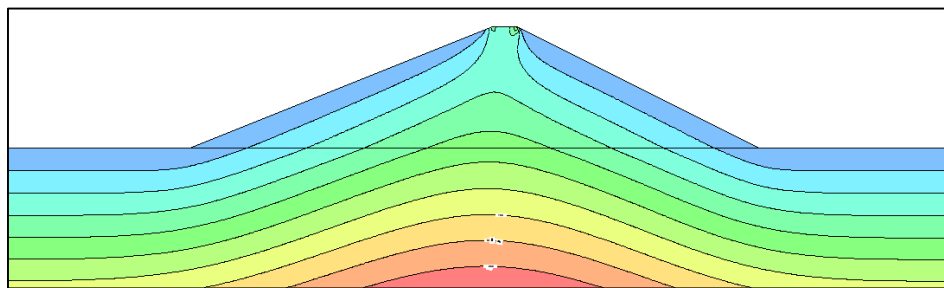
**Figura 3.20** Asentamiento vertical vs Ancho de la cimentación

A continuación, se presenta el modelo definitivo de la presa:

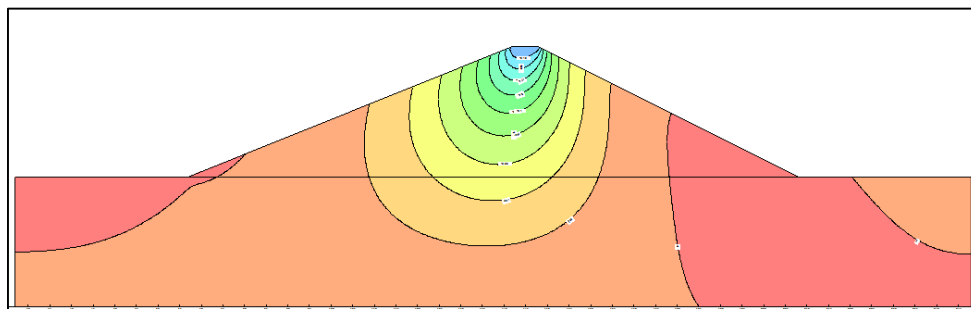


**Figura 3.21** Modelo definitivo de la presa

A este modelo corresponden la distribución de tensiones y de deformación verticales que se muestra a continuación:



**Figura 3.22** Distribución de esfuerzos totales verticales



**Figura 3.23** Distribución de desplazamientos verticales

Como se aprecia en las figuras 3.22 y 3.23, la distribución de esfuerzos que se genera en la masa de suelo es simétrica. Por otro lado, el mayor valor entre los desplazamientos verticales se registra en la corona de la presa y estos van disminuyendo hasta ser nulos en la zona de la cimentación.

### 3.4 Análisis de resultados en la etapa de final de construcción

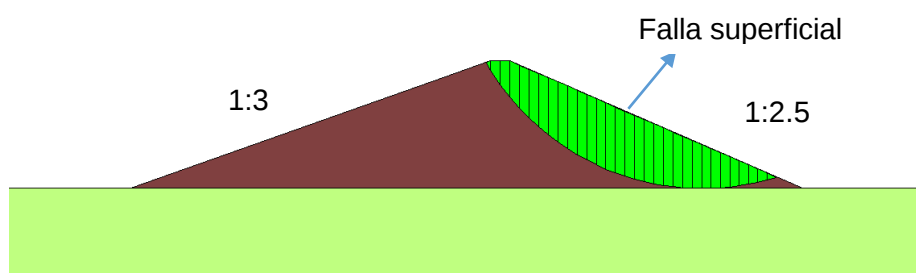
#### 3.4.1 Cimentación deformable

En este capítulo fueron definidas las propiedades de la cimentación para el caso en que se considere que esta puede estar contenida en las superficies de falla generadas en SLOPE/W. A continuación, se muestran los factores de seguridad obtenidos para este caso por el método de equilibrio límite. Para el suelo parcialmente saturado se aprecian los resultados para el ajuste de Vanapalli en la Tabla 3.7. Tanto para suelo saturado como para el parcialmente saturado se manifestaron fallas superficiales en el talud aguas abajo para la cimentación 1 como se observa en la Figura 3.24. Es necesario aclarar además que durante esta etapa no se modeló ni la geometría del filtro ni las propiedades de su suelo puesto que no se considerará su aporte a la estabilidad de la presa.

Se tomaran para la base las propiedades del suelo de la cimentación 1 mostrados en la tabla 3.2, obteniéndose los siguientes resultados:

**Tabla 3.7** Factores de Seguridad en la etapa de Final de Construcción con cimentación 1(Cimiento deformable, Ajuste Vanapalli)

| Sr (%) | Método |       |           |         |       |
|--------|--------|-------|-----------|---------|-------|
|        | Bishop | Janbu | Fellenius | Spencer | M-P   |
| 85     | 1.621  | 1.484 | 1.531     | 1.621   | 1.621 |
| 92     | 1.509  | 1.393 | 1.431     | 1.506   | 1.506 |
| 98     | 1.447  | 1.334 | 1.369     | 1.444   | 1.444 |
| 100    | 1.381  | 1.274 | 1.308     | 1.378   | 1.378 |



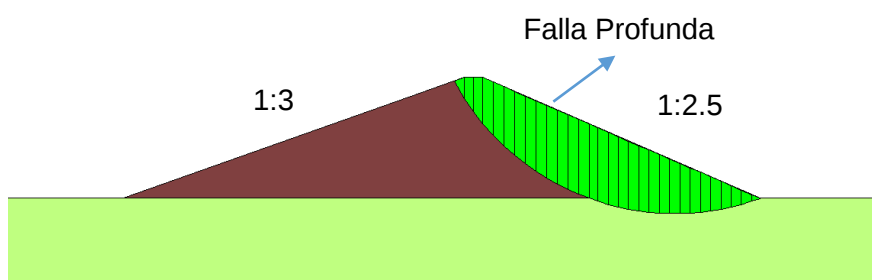
**Figura 3.24** Superficie de falla generada en la etapa de Final de Construcción (Cimentación 1 deformable)

Como se muestra en la Figura 3.24 la falla es de pie de talud por lo que para el análisis del factor de seguridad no influye la cimentación. Al cambiar las propiedades del suelo de la cimentación igual al de la cortina, la falla se convierte en profunda y toma influencia el cimiento en el factor de seguridad. Debido a que con las propiedades de la

cimentación deformable 1 las fallas son de pie de talud, se realiza un análisis similar con las propiedades de la cimentación 2 para valorar el cambio en el factor de seguridad.

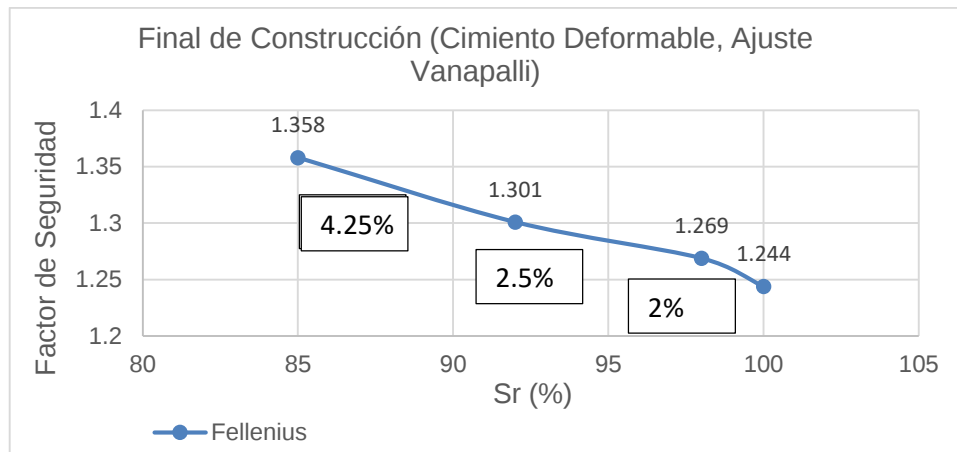
**Tabla 3.8** Factores de Seguridad en la etapa de Final de Construcción con propiedades cimentación 2 (Cimiento deformable, Ajuste Vanapalli)

| Sr (%) | Método |       |           |         |       |
|--------|--------|-------|-----------|---------|-------|
|        | Bishop | Janbu | Fellenius | Spencer | M-P   |
| 85     | 1.463  | 1.334 | 1.358     | 1.458   | 1.458 |
| 92     | 1.385  | 1.271 | 1.301     | 1.380   | 1.379 |
| 98     | 1.356  | 1.239 | 1.269     | 1.350   | 1.349 |
| 100    | 1.328  | 1.212 | 1.244     | 1.325   | 1.324 |



**Figura 3.25** Superficie de falla generada en la etapa de Final de Construcción (Cimentación deformable, Ajuste Vanapalli)

En el siguiente gráfico (Figura 3.26) se aprecia como aumenta el factor de seguridad a medida que disminuye el grado de saturación. Los valores que aparecen corresponden al método de Fellenius debido que este ofrece resultados confiables en la etapa de final de construcción y también es recomendado para la inclinación del talud aguas abajo del modelo. En los gráficos también se muestra el incremento porcentual del factor de seguridad para grados de saturación consecutivos, o sea: de 100% a 98%, de 98% a 92% y de 92% a 85%. Al ser el primer intervalo más pequeño que los demás en él se registran las menores diferencias.



**Figura 3.26** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

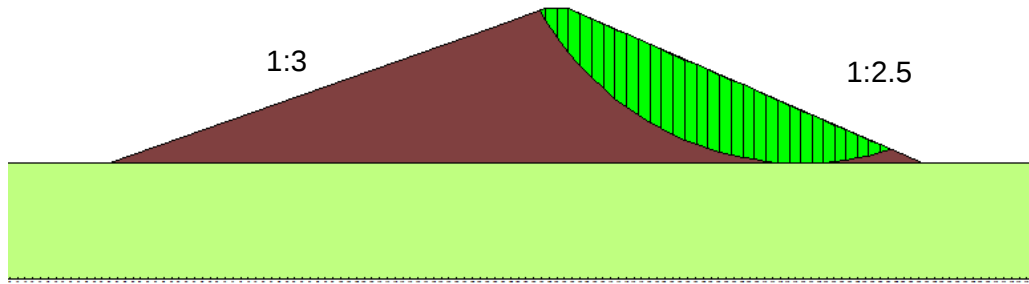
La diferencia existente entre estos métodos de ajuste alcanza su máxima expresión cuando se compara los valores de factores de seguridad obtenidos para los grados de saturación 100% y 85% que fueron el máximo y mínimo empleados en los modelos respectivamente. Esta diferencia equivale a un 8.39% en los modelos del ajuste de Vanapalli.

### 3.4.2 Cimentación indeformable

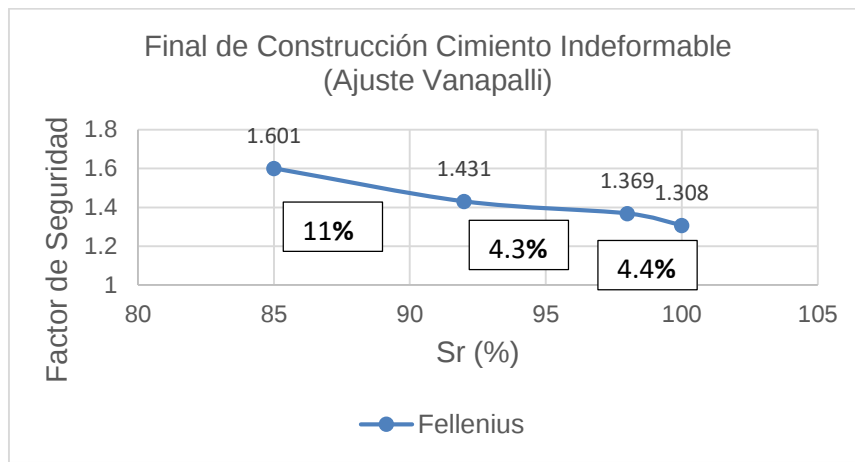
Análogamente al epígrafe anterior, a continuación, se exponen los resultados obtenidos en la etapa de Final de Construcción, esta vez considerando que la cortina de la presa yace sobre un lecho de roca. A causa de las características de la cimentación, en este caso las fallas obtenidas fueron de pie de talud como se muestra en la Figura 3.27.

**Tabla 3.9** Factores de Seguridad en la etapa de Final de Construcción (Cimiento indeformable, Ajuste Vanapalli)

| Sr (%) | Método |       |           |         |       |
|--------|--------|-------|-----------|---------|-------|
|        | Bishop | Janbu | Fellenius | Spencer | M-P   |
| 85     | 1.685  | 1.555 | 1.601     | 1.681   | 1.681 |
| 92     | 1.509  | 1.393 | 1.431     | 1.506   | 1.506 |
| 98     | 1.447  | 1.334 | 1.369     | 1.444   | 1.444 |
| 100    | 1.381  | 1.274 | 1.308     | 1.378   | 1.378 |



**Figura 3.27** Superficie de falla generada en la etapa de Final de Construcción (Cimentación indeformable)



**Figura 3.28** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

Con respecto al análisis anterior donde se consideraba la cimentación deformable, se observa un aumento en los factores de seguridad. Comparando los resultados de las figura 3.26, con las figura 3.28 se puede apreciar que la diferencia entre los factores de seguridad del suelo saturado y el parcialmente saturado aumenta cuando se considera que la cimentación es indeformable. Esto se debe a que existirá un mayor número de dovelas cuyas bases se encontrarán en la zona parcialmente saturada, aumentando así los parámetros de resistencia en el análisis de estabilidad. Para este caso, la diferencia existente entre los grados de saturación extremos (100% y 85%) es de un 18.3% para el ajuste de Vanapalli.

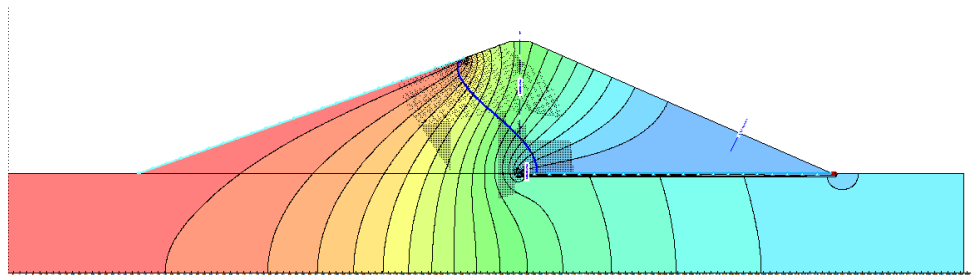
### 3.5 Análisis de resultados en la etapa de explotación

#### 3.5.1 Obtención de la red de flujo para el colchón de drenaje

Como se explicó anteriormente en este capítulo, para la caracterización de las condiciones de agua en los poros en la etapa de explotación, es necesario primeramente obtener la red de flujo en SEEP/W. Para ello, se agregará al modelo de final de construcción el colchón de drenaje cuyas propiedades fueron definidas en el epígrafe 3.2.2 y del cual se ofrece a continuación una relación de sus dimensiones:

**Tabla 3.10** Dimensiones del colchón de drenaje

| Punto inicial | Punto final | Largo (m) | Ancho (m) |
|---------------|-------------|-----------|-----------|
| 156;30        | 252;30      | 96        | 1         |



**Figura 3.29** Red de flujo generada en SEEP/W para el colchón de drenaje

Para comprobar que el ancho propuesto para el colchón es adecuado se trazó una sección de flujo en SEEP/W para conocer el gasto a través del dren que fue de 2.025E-4 m<sup>3</sup>/s como se aprecia en la Figura 3.29. De acuerdo con (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987), si se considera que la carga máxima permitida en el colchón no puede ser mayor que su espesor (A<sub>c</sub>), su valor mínimo puede ser determinado mediante la siguiente expresión, derivada de la ecuación para el gasto de infiltración según Kozeny:

$$A_c = \sqrt{\frac{q * L_c}{k_c}} \quad (3.2)$$

Sustituyendo en la expresión 3.2 se tiene que:

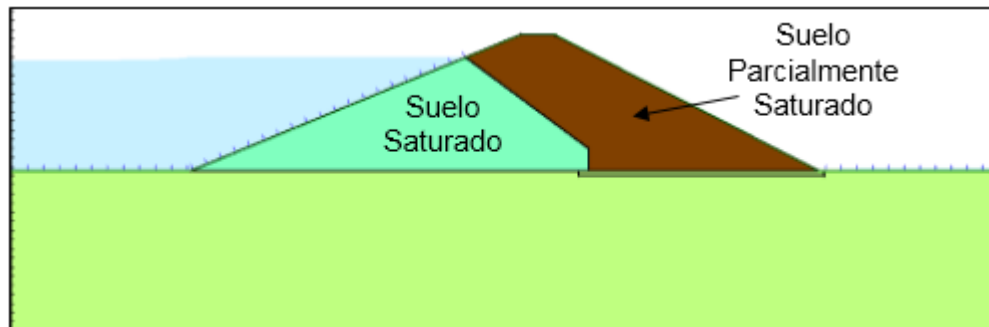
$$A_c = \sqrt{\frac{2.02 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} * 96 \text{ m}}{3.47 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}}}$$

$$A_c = 0.0236 \text{ m}$$

Como el espesor mínimo calculado para el colchón es menor que el propuesto puede utilizarse para el modelo un colchón de drenaje de 1m de espesor. Este procedimiento es válido para ambos tipos de cimentaciones y es necesario recordar que el colchón de drenaje no será incluido en el análisis de estabilidad.

### 3.5.2 Análisis de estabilidad con colchón de drenaje y cimiento deformable

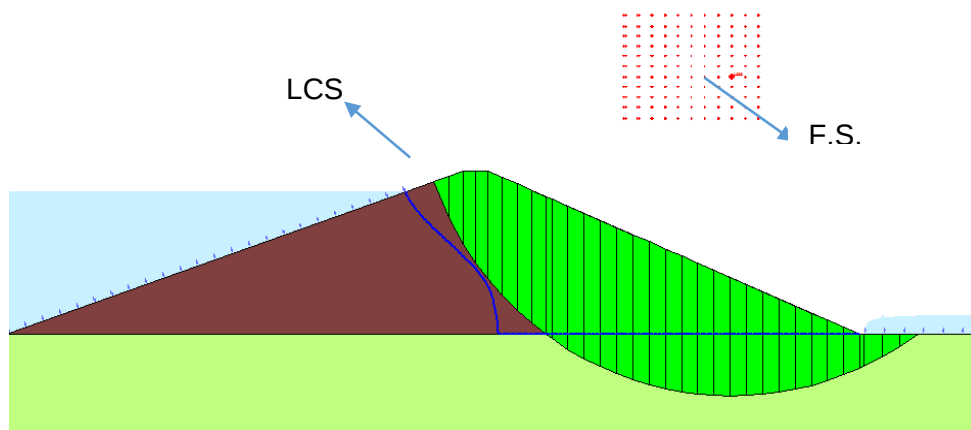
A partir de la trayectoria de la LCS obtenida en SEEP/W es posible trazar las dos regiones (saturada y parcialmente saturada) en la cortina de la presa de acuerdo a lo planteado en el epígrafe 3.2.3 como se observa en la siguiente figura:



**Figura 3.30** Delimitación de las regiones saturada y no saturada en la cortina de la presa para el colchón de drenaje

Como se aprecia en la figura anterior en la zona aguas arriba tanto el talud como la cimentación se encuentran bajo la acción del agua, así como el pie del talud aguas abajo. Esto se debe a las propiedades especificadas para la cimentación en el epígrafe 3.2.3. Para este caso de cimentación deformable y colchón de drenaje se obtienen superficies de falla profundas como se muestra en la Figura 3.31.

Los factores de seguridad obtenidos para los distintos grados de saturación por el ajuste de Vanapalli aparecen en la tabla 3.11.



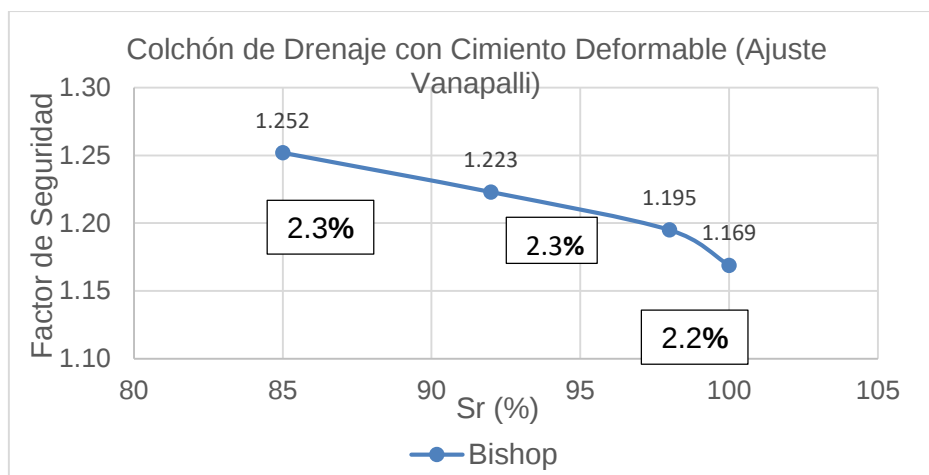
**Figura 3.31** Superficie de falla en SLOPE/W para colchón de drenaje y cimentación deformable

**Tabla 3.11** Factores de Seguridad en la etapa Explotación (Cimiento deformable, Ajuste Vanapalli)

| Sr (%) | Método |       |           |         |       |
|--------|--------|-------|-----------|---------|-------|
|        | Bishop | Janbu | Fellenius | Spencer | M-P   |
| 85     | 1.252  | 1.134 | 1.119     | 1.251   | 1.251 |
| 92     | 1.223  | 1.100 | 1.086     | 1.222   | 1.221 |
| 98     | 1.195  | 1.087 | 1.090     | 1.192   | 1.192 |
| 100    | 1.169  | 1.056 | 1.064     | 1.167   | 1.167 |

Para ilustrar la variación del factor de seguridad con la disminución del grado de saturación se ha escogido en esta etapa el método de Bishop como se aprecia en la figura 3.32. A diferencia de la etapa anterior, donde existía solamente presión de poros de consolidación en el talud recién construido, en el estado de explotación, la presión de poros en la presa está dada por dos componentes: la hidrostática y la debida al flujo de infiltración. Es por ello que en este caso el método de Fellenius no se encuentra del lado de la seguridad debido a sus propias limitantes antes expuestas en el epígrafe 1.6.1. Nótese también en la tabla 3.11 que los métodos de Bishop, Spencer y Morgenster-Price brindan resultados muy similares.

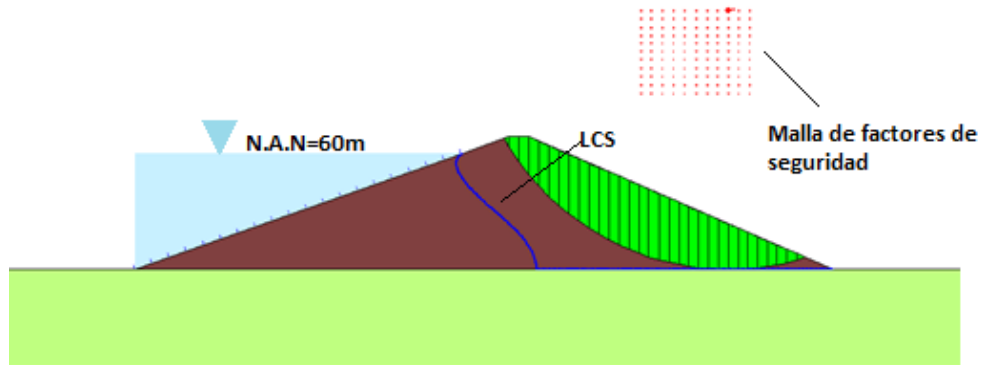
Como se aprecia en la figura 3.32, el incremento porcentual del factor de seguridad con la disminución del grado de saturación es mucho menor que en la etapa de final de construcción y en este caso ni siquiera alcanza valores significativos. El incremento total entre los grados 100% y 85% es de un 6.6%.



**Figura 3.32** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación  
(Ajuste Vanapalli)

### 3.5.3 Análisis de estabilidad con colchón de drenaje y cimiento indeformable

Al asignar a la cimentación la opción de “indeformable o lecho de roca” como modelo del material, se obtiene la siguiente superficie de falla:

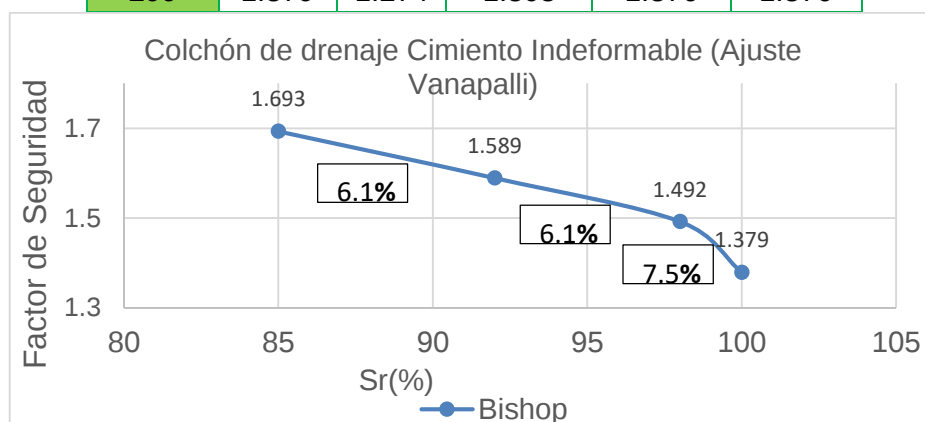


**Figura 3.33** Superficie de falla en SLOPE/W para cimentación indeformable y colchón de drenaje

Como se aprecia en la Figura 3.33, el agua solo penetrará en la cortina a través de la línea equipotencial del talud aguas arriba y la superficie de falla que se genera es, al igual que en la etapa de final de construcción, una falla de pie de talud.

**Tabla 3.12** Factores de Seguridad en la etapa de Explotación (Cimiento indeformable, Ajuste Vanapalli)

| Sr (%) | Método |       |           |         |       |
|--------|--------|-------|-----------|---------|-------|
|        | Bishop | Janbu | Fellenius | Spencer | M-P   |
| 85     | 1.693  | 1.564 | 1.612     | 1.690   | 1.690 |
| 92     | 1.589  | 1.465 | 1.508     | 1.586   | 1.586 |
| 98     | 1.492  | 1.379 | 1.416     | 1.489   | 1.489 |
| 100    | 1.379  | 1.274 | 1.308     | 1.376   | 1.376 |

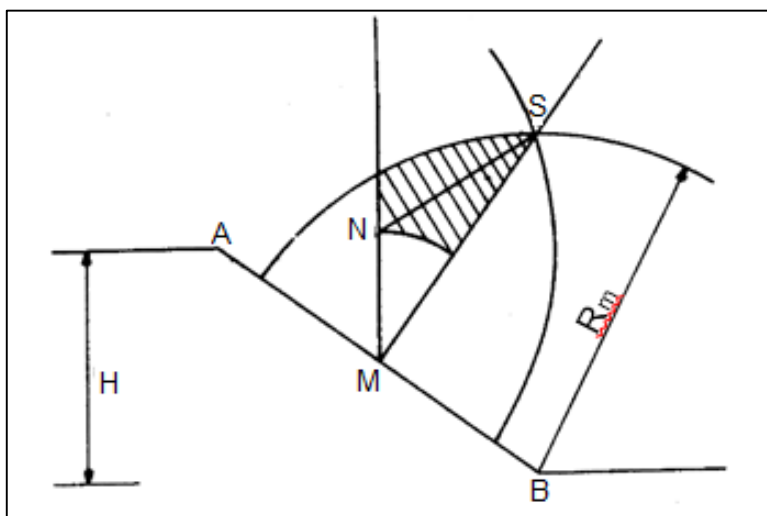


**Figura 3.34** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

Como se aprecia en la figura 3.34, el aumento del factor de seguridad con la disminución del grado de saturación no dista demasiado del aumento registrado para la cimentación indeformable en la etapa de final de construcción. El incremento total entre los grados de saturación 100% y 85% para este tipo de cimentación fue de un 18.5%.

### 3.6 Análisis de los resultados para una presa de 30m de altura para Final de Construcción.

Para una altura de 30 m se obtienen los siguientes resultados del Metodo de Ostrovski



**Figura 3.35** Método de Ostrovski

**Tabla 3.13** Resultados del Método de Ostrovski

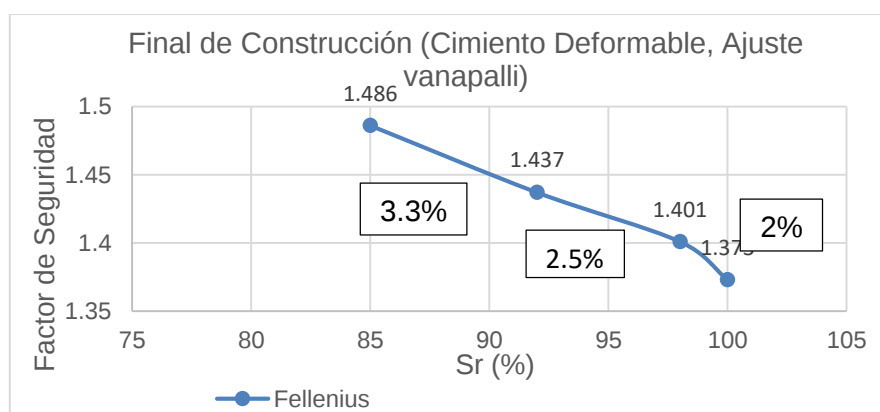
| Radios    | Coordenadas |    |     |    |
|-----------|-------------|----|-----|----|
|           | N           |    | S   |    |
|           | x           | y  | X   | y  |
| $R_{med}$ | 152         | 74 | 178 | 95 |

#### 3.6.1 Cimiento deformable

Para una altura de 30m se realizaron los modelos de acuerdo a la variación del grado de saturación y las propiedades físico mecánicas del suelo analizado, estos resultados se muestran en la Tabla 3.14

**Tabla 3.14** Factores de Seguridad en la etapa de Final de Construcción (Cimiento deformable, Ajuste Vanapalli)

| Sr (%) | Método |       |           |         |       |
|--------|--------|-------|-----------|---------|-------|
|        | Bishop | Janbu | Fellenius | Spencer | M-P   |
| 85     | 1.596  | 1.454 | 1.486     | 1.591   | 1.591 |
| 92     | 1.525  | 1.374 | 1.407     | 1.519   | 1.519 |
| 98     | 1.487  | 1.366 | 1.401     | 1.481   | 1.480 |
| 100    | 1.455  | 1.335 | 1.373     | 1.452   | 1.452 |



**Figura 3.36** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

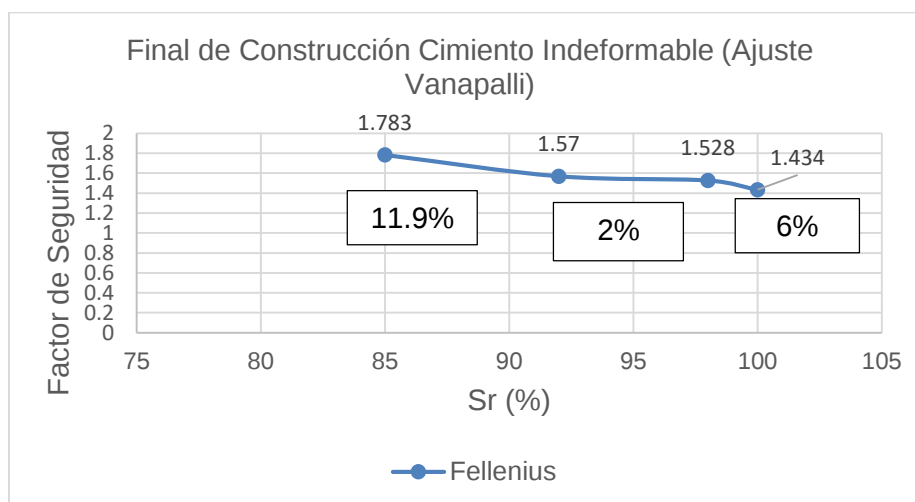
Al comparar los factores de seguridad obtenidos utilizando valores de saturación máximo y mínimo (100% y 85%) la diferencia equivale a un 7.6% en ajuste de Vanapalli.

### 3.6.2 Cimentación indeformable

Al realizar el análisis del factor de seguridad para final de construcción en cimiento indeformable se obtuvieron los resultados mostrados en la Tabla 3.15, viéndose la disminución del factor de seguridad a medida que aumenta el grado de saturación.

**Tabla 3.15** Factores de Seguridad en la etapa de Final de Construcción (Cimiento indeformable, Ajuste Vanapalli)

| Sr (%) | Método |       |           |         |       |
|--------|--------|-------|-----------|---------|-------|
|        | Bishop | Janbu | Fellenius | Spencer | M-P   |
| 85     | 1.877  | 1.732 | 1.783     | 1.880   | 1.892 |
| 92     | 1.665  | 1.530 | 1.570     | 1.669   | 1.670 |
| 98     | 1.593  | 1.491 | 1.528     | 1.590   | 1.590 |
| 100    | 1.523  | 1.399 | 1.434     | 1.525   | 1.525 |



**Figura 3.37** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

Al considerarse la cimentación indeformable se puede ver un aumento en los factores de seguridad, variando la medida del grado de saturación. Para este caso, la diferencia existente entre los grados de saturación extremos (100% y 85%) es de un 19.6% para el ajuste de Vanapalli.

### 3.7 Análisis de los resultados para una presa de 30m de altura para Explotación.

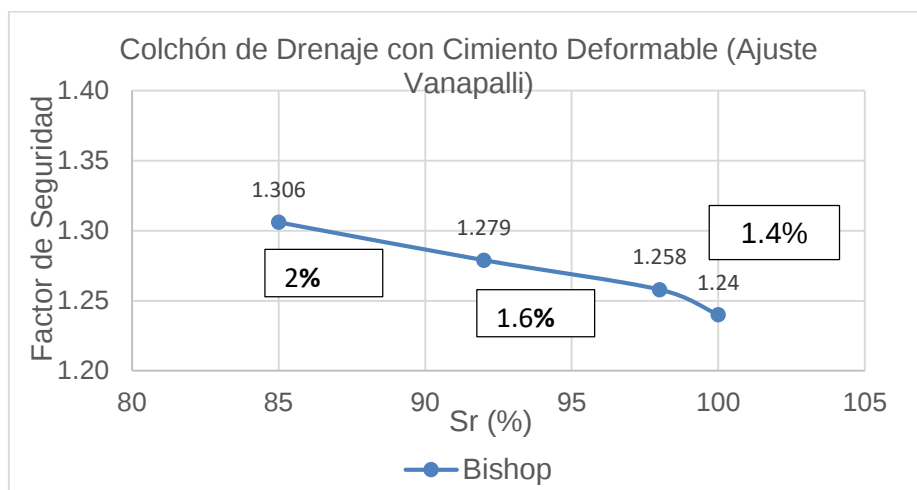
Para la etapa de explotación se realizaron los análisis de cimiento deformable y cimiento indeformable obteniéndose los resultados de los factores de seguridad logrados para 30m de altura, y así poder establecer una comparación entre los resultados.

### 3.7.1 Cimentación deformable

Para la cimentación deformable se realizaron diferentes modelos obteniéndose los valores de factor de seguridad según el grado de saturación establecidos, estos resultados se presentan en la Tabla 3.16

**Tabla 3.16** Factores de Seguridad en la etapa de Explotación (Cimiento deformable, Ajuste Vanapalli)

| Sr (%) | Método |       |           |         |       |
|--------|--------|-------|-----------|---------|-------|
|        | Bishop | Janbu | Fellenius | Spencer | M-P   |
| 85     | 1.306  | 1.159 | 1.159     | 1.303   | 1.304 |
| 92     | 1.279  | 1.160 | 1.129     | 1.276   | 1.277 |
| 98     | 1.253  | 1.111 | 1.105     | 1.251   | 1.251 |
| 100    | 1.240  | 1.105 | 1.096     | 1.239   | 1.239 |



**Figura 3.38** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

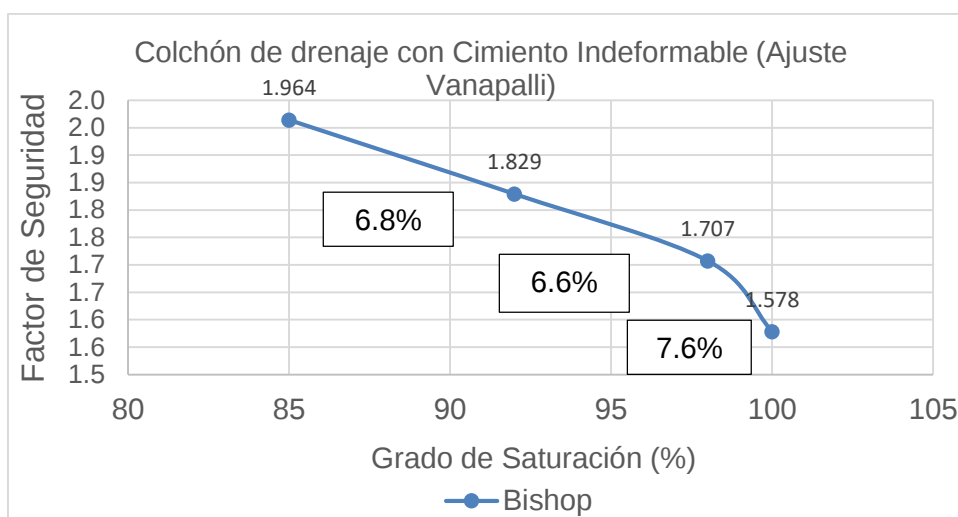
Como se había dicho anteriormente, al estar la presa en estado de explotación los valores de los factores de seguridad son menores con respecto a los de final de construcción, obteniéndose un incremento total entre los grados 100% y 85% es de un 5%.

### 3.7.2 Cimentación indeformable

Cuando se analiza la cimentación indeformable se puede ver en la Tabla 3.17 un incremento en el factor de seguridad con respecto al cimiento deformable.

**Tabla 3.17** Factores de Seguridad en la etapa de Explotación (Cimiento indeformable, Ajuste Vanapalli)

| Sr (%) | Método |       |           |         |       |
|--------|--------|-------|-----------|---------|-------|
|        | Bishop | Janbu | Fellenius | Spencer | M-P   |
| 85     | 1.964  | 1.828 | 1.881     | 1.967   | 1.979 |
| 92     | 1.829  | 1.700 | 1.745     | 1.832   | 1.845 |
| 98     | 1.707  | 1.583 | 1.623     | 1.710   | 1.722 |
| 100    | 1.578  | 1.464 | 1.500     | 1.581   | 1.592 |



**Figura 3.39** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

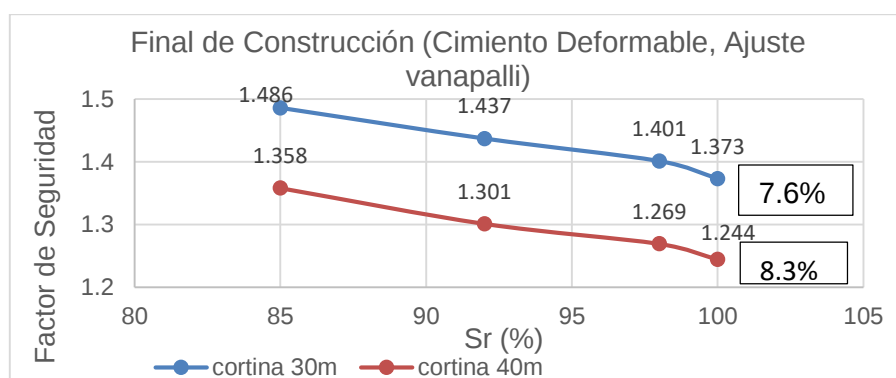
En la figura 3.39 se puede apreciar como a medida que disminuye el grado de saturación aumenta el valor del factor de seguridad, y el incremento total entre los grados de saturación 100% y 85% para este tipo de cimentación fue de un 18.9%.

### 3.8 Comparación entre los resultados de la presa de 40m y la de 30m. Final de Construcción.

Al obtener los resultados de ambos análisis se hace una comparación entre los dos, y así poder establecer la diferencia porcentual entre ellos.

#### 3.8.1 Cimiento Deformable

Para la cimentación deformable se analizan los resultados de los factores de seguridad para las cortinas con alturas de 30 y 40m respectivamente:

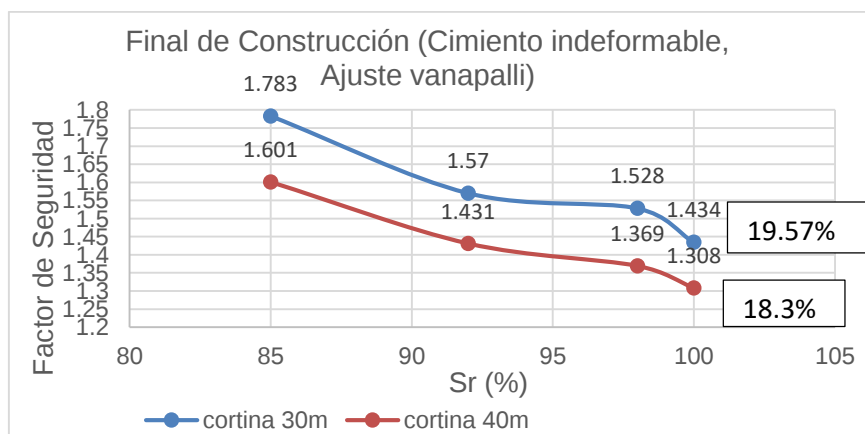


**Figura 3.40** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación

En la Figura 3.40 se puede ver como a medida que disminuye la altura de la presa aumentan los valores de factores de seguridad. La diferencia porcentual de los valores del factor de seguridad de ambas cortinas es de 8.4%

#### 3.8.2 Cimiento indeformable

Los resultados del factor de construcción para cimiento indeformable para final de construcción se pueden ver en la Figura 3.41



**Figura 3.41** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación

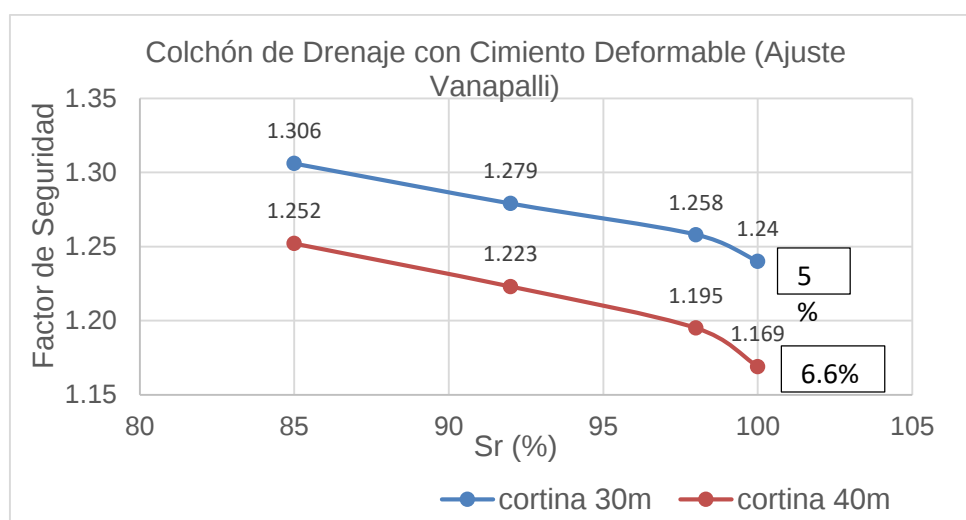
Para este tipo de cimienta no se aprecia una variación significativa, y la diferencia entre los dos es de 6.9%.

### 3.9 Comparación entre los resultados de la presa de 40m y la de 30m. Explotación.

Para la etapa de explotación se realiza el mismo análisis que para final de construcción, se va a realizar la comparación entre los resultados obtenidos para las dos cortinas.

#### 3.9.1 Cimiento Deformable

En la figura 3.42 se muestran los resultados de factor de seguridad obtenidos para la cortina de 30m y la cortina de 40m.

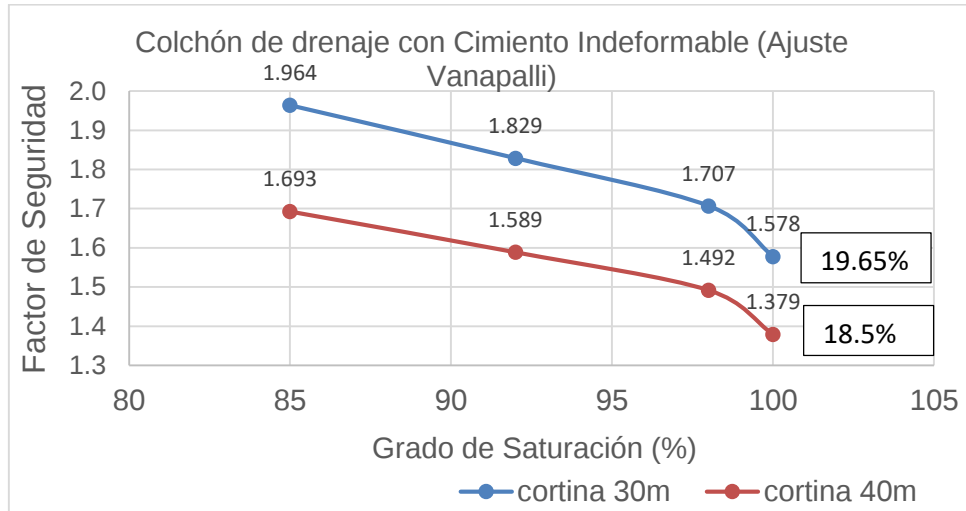


**Figura 3.42** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación

Como se expone, cuando la cortina de 40m alcanza niveles de saturación igual a 85% el factor de seguridad supera el de la cortina de 30m cuando esta se encuentra saturada totalmente, y la diferencia porcentual entra ambas cortinas es de 24.2%.

### 3.9.2 Cimiento indeformable

Para el cimiento indeformable se analizan los resultados en la Figura 3.43 para ambas cortinas.



**Figura 3.43** Variación del factor de seguridad con el grado de saturación

Los valores de los factores de seguridad no presentan una variación notable, mientras que la diferencia entre los dos es de 6%.

## Conclusiones Parciales

- Los valores de los factores de seguridad para los suelos saturado son menores a los del suelo parcialmente saturado, debido al aumento de las propiedades físico mecánicas del suelo, determinadas con el modelo analítico de Vanapalli. Aun cuando estas diferencias son más elevadas a medida que aumenta la resistencia de la cimentación de la presa, alcanzando valores de 7% en cimiento deformable y 18% aproximadamente en cimiento indeformable.
- Para la geometría analizada, durante la etapa de final de construcción se obtuvo un incremento promedio en los valores del factor de seguridad, obtenidos por los métodos de ajuste de Vanapalli, de un 7,6 % por cada disminución del grado de saturación para el caso de la cimentación deformable, mientras que este incremento fue de 19,6% en los modelos con cimentación indeformable.
- Al considerar durante la etapa de explotación que la cimentación es deformable es de 5% y en indeformable el incremento porcentual promedio en los valores del factor de seguridad por cada disminución del grado de saturación, obtenidos mediante los métodos de ajustes de Vanapalli, fue de un 18.9% para los modelos con colchón de drenaje.
- Para el caso de la cortina con una altura de 30m, el factor de seguridad aumenta debido a la disminución de la altura de la presa, aunque el factor de seguridad en el caso de la altura de 40m en la etapa de explotación con una saturación del 85% es igual a la presa con 30m de altura para el suelo saturado, debido a que las propiedades del suelo en estado de saturación parcial son capaces de aumentar el factor de seguridad eliminando la diferencia de la altura.

## Conclusiones

- La curva característica del suelo distingue a los suelos parcialmente saturados de los suelos que se encuentran en estado total de saturación, representando la succión como parámetro que modifica el estado tensional. En presas de tierra el método de Vanapalli posibilita una mejor caracterización de los suelos en estado de saturación parcial.
- Mediante ensayos físico mecánicos se realizó la caracterización del suelo objeto de estudio, procedente del suelo de Venezuela de la provincia de Ciego de Ávila, como granulometría, límites de consistencia e índice de plasticidad que posibilitaron su clasificación como una arcilla de alta plasticidad. También se realizaron los ensayos de consolidación y los ensayos de corte directo y se realizó el análisis por la norma estadística para el Triaxial, y así obtener los parámetros de resistencia del suelo en la etapa de final de construcción y de explotación respectivamente.
- El colchón de drenaje utilizado durante la etapa de explotación para la cortina de 40m condiciona el aumento del factor de seguridad con el aumento de la zona parcialmente saturada en la cortina. Al considerarse la cimentación indeformable se obtuvo un incremento significativo del factor de seguridad en comparación que con el cimientto deformable en un 30.5%.
- Para la presa de 30m la falla se considera profunda al tener menor altura de la cortina, el aumento del grado de saturación del suelo tiene como resultado la disminución del factor de seguridad. Al comparar los resultados del cimientto deformable y del cimientto deformable se obtiene un incremento de 38.38%.
- Los valores de factor de seguridad para la cortina de 30m son mayores que para la cortina de 40m aunque esta al alcanzar saturación de 85% alcanza mejores valores de factor de seguridad, por lo que es necesario el estudio de los suelos parcialmente saturados en la mecánica de suelos.

## **Recomendaciones**

Se recomienda continuar con el estudio de los suelos parcialmente saturados en presas de tierra y el análisis de la estabilidad empleando otras geometrías, utilizando el método numérico de elementos finitos para la obtención del factor de seguridad.

## Referencias

- Angelone, S. (2012). "Redes de Filtración en Presas de Tierra."
- Armas Novoa, R. and E. Horta Mestas (1987). "Presas de tierra." Instituto Superior Politécnico José A. Echeverría, La Habana.
- ASTM-D5298. (2010). Determinación de la Succión en los suelos.
- Barrera Bucio, M. and P. Garnica Anguas (2002). "Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres." Publicación técnica(198).
- Cardona, A., et al. (2012). "MODELOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS PARA LA DETERMINACIÓN DE INFILTRACIÓN EN PRESAS DE MATERIAL SUELTO. ANÁLISIS DE SU USO Y SENSIBILIDAD."
- Das, B. M. (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica, Thomson Learning:.
- Espinoza Durán, C. E., et al. (2013). Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI.
- Espinoza Durán, C. E. and E. L. Berzoza Tapia (2013). Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI.
- Flores Berenguer, I. (2016). Análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra para suelos parcialmente saturados. caso de estudio: Formación Vía Blanca., Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría.
- Flores Berenguer, I. (2016). Análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra para suelos parcialmente saturados. Ingeniería Civil. Habana, CUJAE. **PREGRADO**.
- Fredlund, D. G. and H. Rahardjo (1993). Soil mechanics for unsaturated soils, John Wiley & Sons.
- Fredlund, D. G. and A. Xing (1994). "Equations for the soil-water characteristic curve." Canadian Geotechnical Journal **31**(4): 521-532.
- Hernandez, G. T. (2011). Estimating the soil-water characteristic curve using grain size analysis and plasticity index. Masters Abstracts International.
- Jimenes, S. (1993). "Hacia una mecánica de Suelos no Saturada." Revista Ingeniería Civil v: 145-164.
- Lambe, T. W. and R. V. Whitman (1969). Soil mechanics. Massachusetts institute of technology, John Wiley and Sons, New York.
- López Acosta, N. P. (2014). "Modelado numérico de problemas de flujo de agua." Memorias de la XXVII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica.
- Melo Zabala, X. E. Influencia de la succión en la resistencia al corte de suelos reconstituidos derivados de rocas lodosas/Influence of the suction in the shear strength of reconstituted soils derived from mudrocks, Universidad Nacional de Colombia.
- Ng, C., et al. (2003). "Performance of an unsaturated expansive soil slope subjected to artificial rainfall infiltration." Geotechnique **53**(2): 143-157.
- Palavecino Ramos, A. E. (2015). Modelación bidimensional del flujo generado por la rotura de una presa de tierra, utilizando el programa IBER, Quito, 2015.

Pham, H. Q., et al. (2005). "A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves." Canadian Geotechnical Journal **42**(6): 1548-1568.

NC-19. (1999). Determinación del peso específico de los suelos. *Geotecnia*. (pp. 1-11). Cuba: Oficina Nacional de Normalización.

NC-20. (1999). Determinación de la granulometría de los suelos. *Geotecnia* (pp. 1-16). Cuba: Oficina Nacional de Normalización.

NC-54-141. (1978). Proctor Estándar y Proctor Modificado *Geotecnia*. Cuba: Oficina Nacional de Normalización.

NC-54-142. (1985). Compactación Estática. (pp. 1-8). Cuba: Oficina Nacional de Normalización,.

NC-58. (2000). Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos *Geotecnia* (pp. 1-12). Cuba: Oficina Nacional de Normalización.

NC-59. (2000). Clasificación Geotécnica de los suelos. *Geotecnia* (pp. 1-22). Cuba: Oficina Nacional de Normalización.

NC-325. (2004). Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante directo (aparato de caja de corte pequeño) (pp. 1-41). Cuba: Oficina Nacional de Normalización.

NC. (2006). Método de ensayo para la determinación de las propiedades de consolidación unidimensional de los suelos. *Geotecnia*. (pp. 1-23). Cuba: Oficina Nacional de Normalización, .

K. Soga, & J. Mitchell. (2005). Fundamentals of soil Behavior. *John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, USA*.

Soto, M. A. A. (2004). Comparação entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados.

Soto, M. A. A. (2008). "Geotecnia en suelos no saturados." Revista académica.

Velázquez Sentmanat, A. (2016). Análisis de las filtraciones de estabilidad de taludes en presas de tierra, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas. Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Civil.

Fonseca, M. G. (2011). *Modelo probabilista para obtener la curva característica del suelo* . Queretaro.

Mejias, L. C. (2017). "Análisis de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra para suelos parcialmente saturados". Santa Clara.

*Norma estadística para suelos*. (s.f.).

Pereira, M. (2012). *Modelos de Análisis de Estabilidad de Taludes*. Caracas.

Tristá, J. G. (2015). *Estudio del comportamiento tenso-deformacional de suelos parcialmente saturados en Cuba*. La Habana.

## Anexos

### Anexo 2.1 Resultado de la granulometría del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila) (Tamizado)

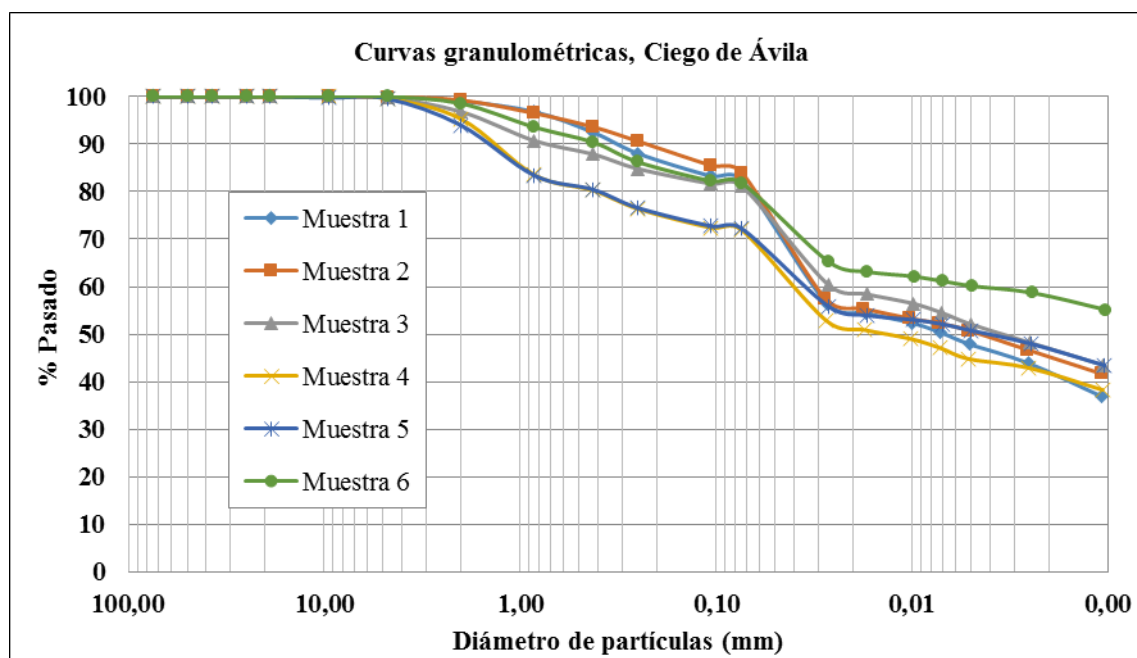
Tabla A- 2.1.a Granulometría del suelo Ciego de Ávila.

| Ensayo de granulometría |               |             |          |             |          |             |          |             |          |             |          |             |          |
|-------------------------|---------------|-------------|----------|-------------|----------|-------------|----------|-------------|----------|-------------|----------|-------------|----------|
| Tamiz                   | Diámetro (mm) | Muestra # 1 |          | Muestra # 2 |          | Muestra # 3 |          | Muestra # 4 |          | Muestra # 5 |          | Muestra # 6 |          |
|                         |               | Pasa (g)    | Pasa (%) | Pasa (g)    | Pasa (%) | Pasa (g)    | Pasa (%) | Pasa (g)    | Pasa (%) | Pasa (g)    | Pasa (%) | Pasa (g)    | Pasa (%) |
| 3"                      | 75,00         | 473         | 100      | 472         | 100      | 485         | 100      | 490         | 100      | 483         | 100      | 475         | 100      |
| 2"                      | 50,00         | 473         | 100      | 472         | 100      | 485         | 100      | 490         | 100      | 483         | 100      | 475         | 100      |
| 1.5"                    | 37,50         | 473         | 100      | 472         | 100      | 485         | 100      | 490         | 100      | 483         | 100      | 475         | 100      |
| 1"                      | 25,00         | 473         | 100      | 472         | 100      | 485         | 100      | 490         | 100      | 483         | 100      | 475         | 100      |
| 3/4"                    | 19,00         | 473         | 100      | 472         | 100      | 485         | 100      | 490         | 100      | 483         | 100      | 475         | 100      |
| 3/8"                    | 9,50          | 473         | 100      | 472         | 100      | 485         | 100      | 490         | 100      | 481         | 100      | 475         | 100      |
| No 4                    | 4,75          | 473         | 100      | 472         | 99,93    | 484         | 100      | 487         | 100      | 481         | 100      | 475         | 100      |
| No10                    | 2,00          | 468         | 99       | 468         | 99,22    | 470         | 97       | 466         | 95       | 453         | 94       | 468         | 98,52484 |
| No 20                   | 0,85          | 46          | 97       | 46          | 96,49    | 45          | 91       | 43          | 84       | 43          | 83       | 45          | 93,56682 |
| No 40                   | 0,43          | 44          | 92       | 44          | 93,59    | 44          | 88       | 41          | 80       | 42          | 80       | 44          | 90,38543 |
| No 60                   | 0,25          | 42          | 88       | 43          | 90,56    | 42          | 85       | 39          | 76       | 40          | 77       | 42          | 86,19177 |
| No 140                  | 0,11          | 40          | 83       | 41          | 85,49    | 41          | 82       | 37          | 72       | 38          | 73       | 40          | 82,22536 |
| No 200                  | 0,074         | 39          | 82       | 40          | 83,95    | 40          | 81       | 37          | 72       | 37          | 72       | 40          | 81,79153 |

### Ciego de Ávila (Hidrómetro)

Tabla A- 2.1.b Hidrómetro del suelo Ciego de Ávila.

| Muestra #1  |               | Muestra #2  |               | Muestra #3  |               | Muestra #4  |               | Muestra #5  |               | Muestra #6  |               |
|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| % Fino real | Diámetro (mm) | % Fino real | Diámetro (mm) | % Fino real | Diámetro (mm) | % Fino real | Diámetro (mm) | % Fino real | Diámetro (mm) | % Fino real | Diámetro (mm) |
| 56,44       | 0,027         | 57          | 0,028         | 60          | 0,027         | 53          | 0,027         | 56          | 0,027         | 65          | 0,026         |
| 54,42       | 0,017         | 55          | 0,018         | 58          | 0,017         | 51          | 0,017         | 54          | 0,017         | 63          | 0,017         |
| 52,40       | 0,010         | 53          | 0,010         | 56          | 0,010         | 49          | 0,010         | 53          | 0,010         | 62          | 0,010         |
| 50,38       | 0,007         | 52          | 0,007         | 55          | 0,007         | 47          | 0,007         | 52          | 0,007         | 61          | 0,007         |
| 47,92       | 0,005         | 51          | 0,005         | 52          | 0,005         | 45          | 0,005         | 51          | 0,005         | 60          | 0,005         |
| 43,87       | 0,003         | 47          | 0,003         | 48          | 0,003         | 43          | 0,003         | 48          | 0,002         | 59          | 0,002         |
| 36,93       | 0,001         | 42          | 0,001         | 43          | 0,001         | 38          | 0,001         | 43          | 0,001         | 55          | 0,001         |



## Anexo 2.2 Resultado de los límites de consistencia del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila)

**Tabla A - 2.2.a** Límites de consistencia suelo Ciego de Ávila, muestra 1.

| Muestra 1          | Límite Líquido |       |       |       |       | Límite Plástico |       |
|--------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-----------------|-------|
| No. de Golpes      | 37             | 31    | 24    | 17    | 11    |                 |       |
| Pesafiltro         | 221            | 21    | 149   | 83    | 214   | 28              | 42    |
| Masa Húmeda(g)     | 46,42          | 46,51 | 46,85 | 46,22 | 46,21 | 48,43           | 48,21 |
| Masa Seca(g)       | 38,98          | 38,22 | 38,99 | 37,42 | 37,48 | 43,27           | 43,09 |
| Tara               | 22,17          | 20,43 | 23,05 | 19,76 | 20,52 | 22,43           | 22,09 |
| % de Humedad       | 44,3           | 46,6  | 49,3  | 49,8  | 51,5  | 24,8            | 24,4  |
| Resultados Finales |                |       |       |       |       |                 |       |
| LL                 | 48,9           | LP    | 24,6  | IP    | 24,3  |                 |       |

**Tabla A – 2.2.b** Límites de consistencia suelo Ciego de Ávila, muestra 2.

| Muestra 2      | Límite Líquido |       |       |       |       | Límite Plástico |       |
|----------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-----------------|-------|
| No. de Golpes  | 39             | 32    | 25    | 19    | 13    |                 |       |
| Pesafiltro     | 232            | 363   | 231   | 207   | 133   | 397             | 232   |
| Masa Húmeda(g) | 45,89          | 45,51 | 45,62 | 45,28 | 45,45 | 44,62           | 45,89 |

|                    |       |       |       |       |       |       |       |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Masa Seca(g)       | 36,77 | 36,74 | 36,73 | 36,24 | 36,56 | 39,68 | 36,77 |
| Tara               | 20,61 | 21,56 | 21,57 | 21,03 | 22,20 | 20,74 | 20,61 |
| % de Humedad       | 56,4  | 57,8  | 58,6  | 59,4  | 61,9  | 26,1  | 56,4  |
| Resultados Finales |       |       |       |       |       |       |       |
| LL                 | 58,7  | LP    | 26    | IP    | 32,7  |       |       |

**Tabla A - 2.2.c** Límites de consistencia suelo Ciego de Ávila, muestra 3.

|                    |                |       |       |       |       |                 |       |
|--------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-----------------|-------|
| Muestra 3          | Límite Líquido |       |       |       |       | Límite Plástico |       |
| No. de Golpes      | 39             | 33    | 26    | 20    | 14    |                 |       |
| Pesafiltro         | 232            | 306   | 231   | 367   | 113   | 180             | 232   |
| Masa Húmeda(g)     | 46,53          | 46,48 | 46,35 | 46,18 | 46,14 | 46,22           | 46,53 |
| Masa Seca(g)       | 38,74          | 38,85 | 38,32 | 38,45 | 37,90 | 41,33           | 38,74 |
| Tara               | 20,31          | 21,27 | 20,20 | 22,03 | 20,96 | 22,34           | 20,31 |
| % de Humedad       | 42,3           | 43,4  | 44,3  | 47,1  | 48,6  | 25,8            | 42,3  |
| Resultados Finales |                |       |       |       |       |                 |       |
| LL                 | 45,5           | LP    | 24,5  | IP    | 21    |                 |       |

**Tabla A - 2.2.d** Límites de consistencia suelo Ciego de Ávila, muestra 4.

|                    |                |       |       |       |       |                 |       |
|--------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-----------------|-------|
| Muestra 4          | Límite Líquido |       |       |       |       | Límite Plástico |       |
| No. de Golpes      | 37             | 31    | 24    | 18    | 12    |                 |       |
| Pesafiltro         | 135            | 218   | 323   | 203   | 229   | 28              | 135   |
| Masa Húmeda(g)     | 45,69          | 45,47 | 45,57 | 45,75 | 45,40 | 48,43           | 45,69 |
| Masa Seca(g)       | 38,70          | 38,20 | 38,05 | 38,46 | 37,34 | 43,27           | 38,70 |
| Tara               | 22,39          | 21,52 | 21,09 | 22,50 | 20,68 | 22,43           | 22,39 |
| % de Humedad       | 42,9           | 43,6  | 44,3  | 45,7  | 48,4  | 24,8            | 42,9  |
| Resultados Finales |                |       |       |       |       |                 |       |
| LL                 | 44,3           | LP    | 25,4  | IP    | 18,9  |                 |       |

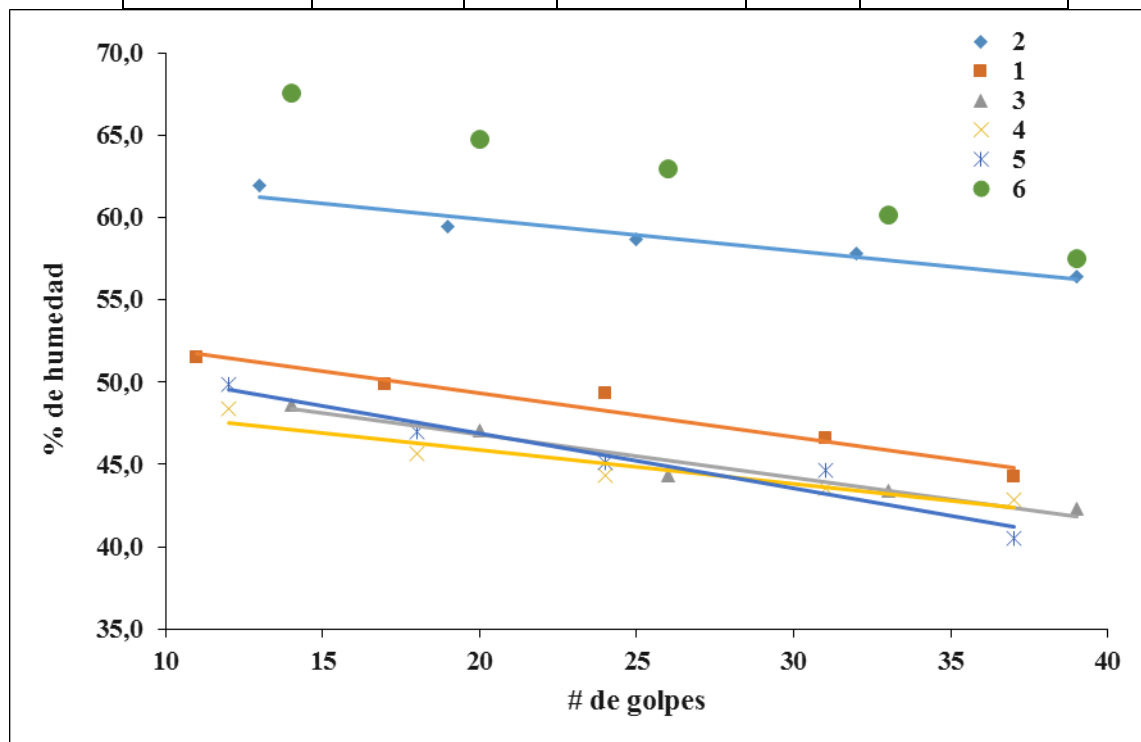
**Tabla A - 2.2.e** Límites de consistencia suelo Ciego de Ávila, muestra 5.

|                |                |       |       |       |       |                 |       |
|----------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-----------------|-------|
| Muestra 5      | Límite Líquido |       |       |       |       | Límite Plástico |       |
| No. de Golpes  | 37             | 31    | 24    | 18    | 12    |                 |       |
| Pesafiltro     | 28             | 376   | 357   | 274   | 215   | 37              | 28    |
| Masa Húmeda(g) | 46,29          | 46,82 | 46,43 | 46,79 | 45,11 | 45,87           | 46,29 |
| Masa Seca(g)   | 39,12          | 39,42 | 38,58 | 38,71 | 37,09 | 41,15           | 39,12 |
| Tara           | 21,43          | 22,83 | 21,19 | 21,52 | 21,0  | 22,49           | 21,43 |

|                    |      |      |      |      |      |      |      |
|--------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| % de Humedad       | 40,5 | 44,6 | 45,1 | 47,0 | 49,8 | 25,3 | 40,5 |
| Resultados Finales |      |      |      |      |      |      |      |
| LL                 | 44,8 | LP   | 25,1 | IP   | 19,7 |      |      |

**Tabla A - 2.2.f** Límites de consistencia suelo Ciego de Ávila, muestra 6.

| Muestra 6          | Límite Líquido |       |       |       |       | Límite Plástico |       |
|--------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-----------------|-------|
| No. de Golpes      | 39             | 33    | 26    | 20    | 14    |                 |       |
| Pesafiltro         | 240            | 294   | 267   | 206   | 214   | 257             | 240   |
| Masa Húmeda(g)     | 46,41          | 46,61 | 46,43 | 46,63 | 46,26 | 45,80           | 46,41 |
| Masa Seca(g)       | 37,42          | 37,41 | 36,89 | 36,92 | 36,37 | 40,85           | 37,42 |
| Tara               | 21,79          | 22,12 | 21,73 | 21,93 | 21,73 | 21,99           | 21,79 |
| % de Humedad       | 57,5           | 60,2  | 62,9  | 64,8  | 67,6  | 26,2            | 57,5  |
| Resultados Finales |                |       |       |       |       |                 |       |
| LL                 | 62,7           | LP    | 26,3  | IP    | 36,4  |                 |       |



**Figura A - 2.2.a.** Límites de consistencia suelo Ciego de Ávila.

## Anexo 2.3 Resultado del peso específico del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila)

**Tabla A - 2.3.a** Resultados del peso específico, suelo Ciego de Ávila.

| Método de la Parafina                                                                                   |             |       |       |             |       |                       |             |        |       |             |       |       |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|-------|-------|-------------|-------|-----------------------|-------------|--------|-------|-------------|-------|-------|
| Densidad del líquido utilizado(g/cm <sup>3</sup> )                                                      |             |       |       |             |       | 1000g/cm <sup>3</sup> |             |        |       |             |       |       |
| Número del espécimen                                                                                    | Muestra # 1 |       |       | Muestra # 2 |       |                       | Muestra # 3 |        |       | Muestra # 4 |       |       |
|                                                                                                         | 1           | 2     | 3     | 1           | 2     | 3                     | 1           | 2      | 3     | 1           | 2     | 3     |
| Masa húmeda del espécimen suspendido en el aire(W <sub>h</sub> ) (g)                                    | 23,4        | 22,63 | 22,85 | 25,85       | 26,84 | 26,32                 | 33,6        | 34,1   | 29,55 | 29,2        | 32,26 | 27    |
| Masa húmeda del espécimen cubierto con parafina suspendido(W <sub>p</sub> ) (g)                         | 25,35       | 25,02 | 25,53 | 27,93       | 29,4  | 29,12                 | 36,1        | 36,92  | 33    | 31,02       | 34,62 | 29,78 |
| Masa húmeda del espécimen cubierto con parafina suspendido y sumergido en el agua(W <sub>pw</sub> ) (g) | 9,57        | 8,76  | 8,65  | 10,22       | 10,36 | 10,2                  | 15,2        | 15,72  | 12,22 | 11,55       | 12,76 | 10,8  |
| Peso específico húmedo (γ <sub>f</sub> )                                                                | 16,88       | 16,34 | 16,15 | 16,48       | 16,28 | 16,35                 | 18,21       | 18,54  | 17,13 | 16,43       | 16,46 | 16,69 |
| Peso específico seco (γ <sub>s</sub> )                                                                  | 12,12       | 11,78 | 11,59 | 11,71       | 11,51 | 11,57                 | 13,99       | 14,24  | 13,12 | 11,52       | 11,54 | 11,74 |
| Determinación de humedades                                                                              |             |       |       |             |       |                       |             |        |       |             |       |       |
| Número del pesafiltro                                                                                   | 19          | 16    | 17    | 11          | 12    | 13                    | 23          | 24     | 25    | 6           | 7     | 8     |
| Masa húmeda más la tara (W <sub>hT</sub> ) (g)                                                          | 99,72       | 96,64 | 91,17 | 104,2       | 98,44 | 97,38                 | 98,33       | 101,24 | 95,57 | 98,71       | 95    | 108,3 |
| Masa seca más la tara (W <sub>sT</sub> ) (g)                                                            | 81,9        | 80,32 | 75,98 | 84,67       | 80,31 | 79,81                 | 84,3        | 86,65  | 81,84 | 80,34       | 77,89 | 87,62 |
| Tara (T) (g)                                                                                            | 36,55       | 37,37 | 37,31 | 36,74       | 36,46 | 36,29                 | 37,73       | 38,28  | 36,98 | 37,19       | 37,83 | 38,59 |
| Humedad (%)                                                                                             | 39,3        | 38,7  | 39,3  | 40,7        | 41,3  | 41,3                  | 30,1        | 30,2   | 30,6  | 42,6        | 42,7  | 42,2  |

## Anexo 2.4 Resultado del Próctor Estándar del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila)

**Tabla A - 2.4.b** Características del ensayo.

| Volumen (V)         | # de capas | # de golpes / capas | Peso del martillo | Caída libre | Energía                   |
|---------------------|------------|---------------------|-------------------|-------------|---------------------------|
| 940 cm <sup>3</sup> | 3          | 25                  | 24,4 N            | 304,8 mm    | 591,3 kN-m/m <sup>3</sup> |

**Tabla A - 2.4.b** Resultados del Proctor Estándar, suelo Ciego de Ávila, muestra 1 y 2.

| Paso               | Muestra #1 |        |        |        |        |        | Muestra #2 |            |        |        |        |        |
|--------------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|------------|------------|--------|--------|--------|--------|
|                    | 1          | 2      | 3      | 4      | 5      | 6      | 1          | 2          | 3      | 4      | 5      | 6      |
| Peso Húmedo + Tara | 7630       | 7700   | 7794   | 7870   | 7837   | 7769   | 7586       | 7669       | 7781   | 7878   | 7815   | 7805   |
| Tara               | 6073       | 6070   | 6070   | 6070   | 6070   | 6070   | 6070       | 6070       | 6070   | 6070   | 6070   | 6070   |
| Peso Húmedo        | 1557       | 1630   | 1724   | 1800   | 1767   | 1699   | 1516       | 1599       | 1711   | 1808   | 1745   | 1735   |
| Densidad Húmeda    | 15,972     | 16,72  | 17,685 | 18,464 | 18,126 | 17,428 | 15,551     | 16,40<br>2 | 17,551 | 18,546 | 17,9   | 17,798 |
| Pesafiltro         | 33         | 11     | 14     | 25     | 5      | 5      | 33         | 11         | 14     | 25     | 70     | 78     |
| Agua               | 120ml      | 240ml  | 360ml  | 480ml  | 600ml  | 720ml  | 120ml      | 240ml      | 360ml  | 480ml  | 720ml  | 840ml  |
| Peso Húmedo + Tara | 122,73     | 120,42 | 99,35  | 122,36 | 99,38  | 97,3   | 110,99     | 112,2<br>3 | 125,6  | 115,84 | 111,54 | 115,09 |
| Peso Seco + Tara   | 110,99     | 107,41 | 86,56  | 103,58 | 82,24  | 79,7   | 104,13     | 102,9<br>6 | 111,52 | 99,84  | 94,17  | 94,5   |
| Tara               | 31,18      | 33,73  | 28,97  | 32,86  | 28,99  | 32,42  | 29         | 32,71      | 34,26  | 32,44  | 36,09  | 34,49  |
| Peso Seco          | 79,81      | 73,68  | 57,59  | 70,72  | 53,25  | 47,28  | 75,13      | 70,25      | 77,26  | 67,4   | 58,08  | 60,01  |
| % Humedad          | 14,65      | 17,95  | 22,74  | 26,69  | 32,78  | 36,71  | 9,17       | 13,23      | 18,09  | 23,48  | 29,91  | 34,39  |
| Densidad Seca      | 13,93      | 14,18  | 14,41  | 14,57  | 13,75  | 12,75  | 14,25      | 14,49      | 14,86  | 15,02  | 13,78  | 13,24  |

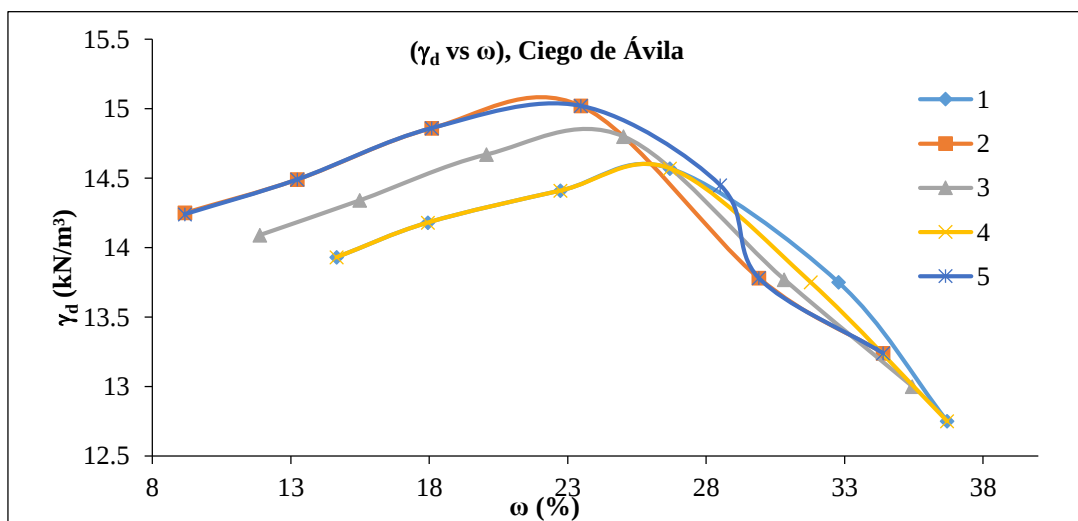
**Tabla A - 2.4.c** Resultados del Proctor Estándar, suelo Ciego de Ávila, muestra 3 y 4.

| Paso               | Muestra #3 |        |        |        |        |        | Muestra #4 |       |        |        |        |        |
|--------------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|------------|-------|--------|--------|--------|--------|
|                    | 1          | 2      | 3      | 4      | 5      | 6      | 1          | 2     | 3      | 4      | 5      | 6      |
| Peso Húmedo + Tara | 7608       | 7684,5 | 7787,5 | 7874   | 7826   | 7787   | 7630       | 7700  | 7794   | 7870   | 7837   | 7769   |
| Tara               | 6071,5     | 6070   | 6070   | 6070   | 6070   | 6070   | 6073       | 6070  | 6070   | 6070   | 6070   | 6070   |
| Peso Húmedo        | 1536,5     | 1614,5 | 1717,5 | 1804   | 1756   | 1717   | 1557       | 1630  | 1724   | 1800   | 1767   | 1699   |
| Densidad Húmeda    | 15,761     | 16,561 | 17,618 | 18,505 | 18,013 | 17,613 | 15,972     | 16,72 | 17,685 | 18,464 | 18,126 | 17,428 |
| Pesafiltro         | 33         | 11     | 14     | 25     | 70     | 78     | 33         | 11    | 14     | 25     | 70     | 78     |
| Agua               | 120ml      | 240ml  | 360ml  | 480ml  | 720ml  | 840ml  | 120ml      | 240ml | 360ml  | 480ml  | 720ml  | 840ml  |

|                    |        |        |        |        |        |       |        |            |       |        |       |       |
|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|------------|-------|--------|-------|-------|
| Peso Húmedo + Tara | 116,86 | 116,33 | 112,48 | 119,1  | 105,46 | 106,2 | 122,73 | 120,4<br>2 | 99,35 | 122,36 | 99,38 | 97,3  |
| Peso Seco + Tara   | 107,56 | 105,19 | 99,04  | 101,71 | 88,21  | 87,1  | 110,99 | 107,4<br>1 | 86,56 | 103,58 | 82,24 | 79,7  |
| Tara               | 30,09  | 33,22  | 31,62  | 32,65  | 32,54  | 33,46 | 31,18  | 33,73      | 28,97 | 32,86  | 28,99 | 32,42 |
| Peso Seco          | 77,47  | 71,97  | 67,43  | 69,06  | 55,67  | 53,65 | 79,81  | 73,68      | 57,59 | 70,72  | 53,25 | 47,28 |
| % Humedad          | 11,88  | 15,49  | 20,07  | 25,01  | 30,82  | 35,45 | 14,65  | 17,95      | 22,74 | 26,69  | 31,78 | 36,71 |
| Densidad Seca      | 14,09  | 14,34  | 14,67  | 14,8   | 13,77  | 13    | 13,93  | 14,18      | 14,41 | 14,57  | 13,75 | 12,75 |

**Tabla A - 2.4.d** Resultados del Proctor Estándar, suelo Ciego de Ávila, muestra 5.

| Paso               | Muestra 5 |        |        |        |        |        |        |
|--------------------|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|                    | 1         | 2      | 3      | 4      | 5      | 6      | 7      |
| Peso Húmedo + Tara | 5533      | 5615   | 5725   | 5820   | 5822   | 7815   | 7805   |
| Tara               | 4043      | 4043   | 4043   | 4043   | 4043   | 6070   | 6070   |
| Peso Húmedo        | 1490      | 1572   | 1682   | 1777   | 1779   | 1745   | 1735   |
| Densidad Húmeda    | 15,55     | 16,406 | 17,554 | 18,545 | 18,566 | 17,9   | 17,798 |
| Pesafiltro         | 33        | 11     | 14     | 25     | 70     | 78     | 29     |
| Agua               | 120ml     | 240ml  | 360ml  | 480ml  | 600ml  | 720ml  | 840ml  |
| Peso Húmedo + Tara | 110,99    | 112,23 | 125,6  | 115,84 | 106,98 | 111,54 | 115,09 |
| Peso Seco + Tara   | 104,3     | 102,96 | 111,52 | 99,84  | 90,69  | 94,17  | 94,5   |
| Tara               | 29        | 32,71  | 34,26  | 32,44  | 33,72  | 36,09  | 34,49  |
| Peso Seco          | 75,13     | 70,25  | 77,26  | 67,4   | 56,97  | 58,08  | 60,01  |
| % Humedad          | 9,17      | 13,23  | 18,09  | 23,48  | 28,51  | 29,91  | 34,39  |
| Densidad Seca      | 14,24     | 14,49  | 14,86  | 15,02  | 14,45  | 13,78  | 13,24  |



**Figura A - 2.4.a.** Curvas de ( $\gamma_d$  vs  $\omega$ ) suelo Ciego de Ávila.

## Anexo 2.5 Resultados experimentales del ensayo de succión del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila)

### Ciego de Ávila 1(e=0,803)

**Tabla A - 2.5.a** Humedades de las muestras en secado y en humedecimiento.

| #       | Muestras en secado |        |        |        |       |        |        |        | Muestras en humedecimiento |        |        |        |        |        |        |        |
|---------|--------------------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|         | 1                  | 2      | 3      | 4      | 5     | 6      | 7      | 8      | 1                          | 2      | 3      | 4      | 5      | 6      | 7      | 8      |
| Wcil    | 120,3              | 118,1  | 119,5  | 117,8  | 120,2 | 120,4  | 116,9  | 119,8  | 125,2                      | 124,8  | 130,7  | 131,8  | 133,8  | 137,2  | 134,5  | 133    |
| Wcil+Wh | 202,9              | 204,7  | 204,8  | 207,7  | 211,5 | 210,3  | 213,5  | 214,5  | 204,28                     | 207,87 | 225,13 | 229,44 | 222,91 | 229,27 | 227,62 | 228,37 |
| Wcil+Ws | 196,03             | 193,15 | 195,56 | 193,83 | 196,2 | 198,36 | 192,82 | 192,82 | 201,05                     | 200,65 | 206,65 | 207,65 | 209,65 | 213,65 | 210,35 | 208,55 |
| w%      | 0,09               | 0,15   | 0,12   | 0,18   | 0,20  | 0,15   | 0,27   | 0,25   | 0,04                       | 0,09   | 0,85   | 0,29   | 0,17   | 0,20   | 0,23   | 0,26   |

**Tabla A - 2.5.b** Succión matricial en la curva de secado y humedecimiento.

## Anexo 2.6 Resultados del ensayo de corte directo del suelo objeto de

| #                          |                          | Muestras en secado |             |            |              |             |             |            |            | Muestras en humedecimiento |                |               |              |             |            |            |            |
|----------------------------|--------------------------|--------------------|-------------|------------|--------------|-------------|-------------|------------|------------|----------------------------|----------------|---------------|--------------|-------------|------------|------------|------------|
|                            |                          | 1                  | 2           | 3          | 4            | 5           | 6           | 7          | 8          | 1                          | 2              | 3             | 4            | 5           | 6          | 7          | 8          |
| W<br>Húmedo<br>P. Inferior |                          | 0,25<br>05         | 0,26<br>43  | 0,3<br>378 | 0,25<br>26   | 0,27<br>21  | 0,30<br>21  | 0,3<br>557 | 0,3<br>751 | 0,244<br>1                 | 0,2539         | 0,299<br>7    | 0,29<br>97   | 0,38<br>73  | 0,4<br>556 | 0,4<br>598 | 0,5<br>591 |
| W Seco P.<br>Inferior      |                          | 0,21<br>20         | 0,21<br>22  | 0,2<br>182 | 0,21<br>21   | 0,21<br>41  | 0,21<br>39  | 0,2<br>151 | 0,2<br>137 | 0,221                      | 0,218          | 0,217         | 0,21<br>39   | 0,21<br>57  | 0,2<br>159 | 0,2<br>151 | 0,2<br>181 |
| w abajo                    |                          | 0,03<br>85         | 0,05<br>21  | 0,1<br>196 | 0,04<br>05   | 0,05<br>8   | 0,08<br>82  | 0,1<br>406 | 0,1<br>614 | 0,023<br>1                 | 0,0359         | 0,082<br>7    | 0,12<br>26   | 0,17<br>16  | 0,2<br>397 | 0,2<br>447 | 0,3<br>41  |
| w%<br>Inferior             |                          | 15,3<br>7          | 19,7<br>1   | 35,<br>41  | 16,0<br>3    | 21,3<br>2   | 29,2<br>0   | 39,<br>53  | 43,<br>03  | 9,463<br>3                 | 14,139<br>4    | 27,59<br>43   | 36,4<br>339  | 44,3<br>067 | 52,<br>612 | 53,<br>219 | 60,<br>991 |
| P.<br>Infe<br>rior         | Log<br>Suc<br>ción       | 4,12<br>97         | 3,79<br>14  | 2,5<br>689 | 4,07<br>80   | 3,66<br>65  | 3,05<br>27  | 2,2<br>478 | 1,9<br>751 | 4,589<br>8                 | 4,2255         | 3,177<br>4    | 2,48<br>88   | 1,87<br>55  | 1,2<br>285 | 1,1<br>813 | 0,5<br>758 |
|                            | Suc<br>ción<br>(kPa<br>) | 1348<br>1,39       | 618<br>5,86 | 370<br>,60 | 1196<br>7,67 | 463<br>9,89 | 112<br>8,91 | 176<br>,93 | 94,<br>42  | 3888<br>7,160              | 16808,<br>8807 | 1504,<br>5516 | 308,<br>1775 | 75,0<br>767 | 16,<br>925 | 15,<br>179 | 3,7<br>65  |

## estudio (Ciego de Ávila)

**Tabla A - 2.6.a** *Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 1.*

| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |

| (seg) | (div)  | (N)    | (kPa) | (div)  | (mm) | (div)   | (mm)  |
|-------|--------|--------|-------|--------|------|---------|-------|
| 15    | 80,00  | 163,76 | 50,71 | 20,00  | 0,20 | 294,00  | 0,29  |
| 30    | 115,00 | 235,41 | 72,90 | 45,00  | 0,45 | 312,00  | 0,31  |
| 45    | 124,00 | 253,83 | 78,60 | 70,00  | 0,70 | 302,00  | 0,30  |
| 60    | 130,00 | 266,11 | 82,40 | 100,00 | 1,00 | 266,00  | 0,27  |
| 75    | 134,00 | 274,30 | 84,94 | 130,00 | 1,30 | 216,00  | 0,22  |
| 90    | 135,00 | 276,35 | 85,57 | 158,00 | 1,58 | 140,00  | 0,14  |
| 105   | 137,00 | 280,44 | 86,84 | 180,00 | 1,80 | 95,00   | 0,10  |
| 120   | 140,00 | 286,58 | 88,74 | 208,00 | 2,08 | 35,00   | 0,04  |
| 135   | 139,00 | 284,53 | 88,11 | 240,00 | 2,40 | -35,00  | -0,04 |
| 150   | 137,00 | 280,44 | 86,84 | 270,00 | 2,70 | -100,00 | -0,10 |
| 165   | 135,00 | 276,35 | 85,57 | 305,00 | 3,05 | -140,00 | -0,14 |
| 180   | 130,00 | 266,11 | 82,40 | 330,00 | 3,30 | -160,00 | -0,16 |
| 195   | 128,00 | 262,02 | 81,14 | 360,00 | 3,60 | -220,00 | -0,22 |
| 210   | 126,00 | 257,92 | 79,87 | 385,00 | 3,85 | -253,00 | -0,25 |
| 225   | 124,00 | 253,83 | 78,60 | 418,00 | 4,18 | -280,00 | -0,28 |
| 240   | 122,00 | 249,73 | 77,33 | 470,00 | 4,70 | -300,00 | -0,30 |
| 255   | 119,00 | 243,59 | 75,43 | 535,00 | 5,35 | -340,00 | -0,34 |
| 270   | 118,00 | 241,55 | 74,80 | 560,00 | 5,60 | -370,00 | -0,37 |

**Tabla A - 2.6.b** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 2.

| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |
| (seg)  | (div)             | (N)    | (kPa)                   | (div)                     | (mm)        | (div)                   | (mm)        |
| 15     | 85,00             | 174,00 | 54,15                   | 15,00                     | 0,15        | 255,00                  | 0,26        |
| 30     | 110,00            | 225,17 | 70,08                   | 40,00                     | 0,40        | 280,00                  | 0,28        |
| 45     | 118,00            | 241,55 | 75,18                   | 65,00                     | 0,65        | 283,00                  | 0,28        |
| 60     | 123,00            | 251,78 | 78,36                   | 90,00                     | 0,90        | 281,00                  | 0,28        |
| 75     | 125,00            | 255,88 | 79,64                   | 125,00                    | 1,25        | 273,00                  | 0,27        |
| 90     | 126,00            | 257,92 | 80,27                   | 150,00                    | 1,50        | 263,00                  | 0,26        |
| 105    | 127,00            | 259,97 | 80,91                   | 178,00                    | 1,78        | 247,00                  | 0,25        |
| 120    | 129,00            | 264,06 | 82,19                   | 210,00                    | 2,10        | 231,00                  | 0,23        |
| 135    | 129,50            | 265,09 | 82,50                   | 238,00                    | 2,38        | 228,00                  | 0,23        |
| 150    | 129,00            | 264,06 | 82,19                   | 265,00                    | 2,65        | 198,00                  | 0,20        |
| 165    | 128,00            | 262,02 | 81,55                   | 298,00                    | 2,98        | 195,00                  | 0,20        |

|     |        |        |       |        |      |        |      |
|-----|--------|--------|-------|--------|------|--------|------|
| 180 | 128,00 | 262,02 | 81,55 | 328,00 | 3,28 | 191,00 | 0,19 |
| 195 | 128,00 | 262,02 | 81,55 | 370,00 | 3,70 | 187,00 | 0,19 |
| 210 | 128,00 | 262,02 | 81,55 | 420,00 | 4,20 | 175,00 | 0,18 |
| 225 | 128,00 | 262,02 | 81,55 | 445,00 | 4,45 | 174,00 | 0,17 |
| 240 | 128,00 | 262,02 | 81,55 | 468,00 | 4,68 | 168,00 | 0,17 |
| 255 | 128,00 | 262,02 | 81,55 | 495,00 | 4,95 | 166,00 | 0,17 |
| 270 | 126,00 | 257,92 | 80,27 | 530,00 | 5,30 | 165,00 | 0,17 |
| 285 | 125,00 | 255,88 | 79,64 | 560,00 | 5,60 | 165,00 | 0,17 |

**Tabla A - 2.6.c** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 3.

| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |
| (seg)  | (div)             | (N)    | (kPa)                   | (div)                     | (mm)        | (div)                   | (mm)        |
| 15     | 60,00             | 122,82 | 38,43                   | 6,00                      | 0,06        | 475,00                  | 0,48        |
| 30     | 160,00            | 327,52 | 102,49                  | 35,00                     | 0,35        | 494,00                  | 0,49        |
| 45     | 190,00            | 388,93 | 121,71                  | 55,00                     | 0,55        | 516,00                  | 0,52        |
| 60     | 205,00            | 419,64 | 131,31                  | 74,00                     | 0,74        | 524,00                  | 0,52        |
| 75     | 210,00            | 429,87 | 134,52                  | 102,00                    | 1,02        | 526,00                  | 0,53        |
| 90     | 214,00            | 438,06 | 137,08                  | 120,00                    | 1,20        | 529,00                  | 0,53        |
| 105    | 220,00            | 450,34 | 140,92                  | 150,00                    | 1,50        | 530,00                  | 0,53        |
| 120    | 222,00            | 454,43 | 142,20                  | 180,00                    | 1,80        | 530,00                  | 0,53        |
| 135    | 224,00            | 458,53 | 143,48                  | 210,00                    | 2,10        | 530,00                  | 0,53        |
| 150    | 224,00            | 458,53 | 143,48                  | 250,00                    | 2,50        | 531,00                  | 0,53        |
| 165    | 224,00            | 458,53 | 143,48                  | 290,00                    | 2,90        | 531,00                  | 0,53        |
| 180    | 220,00            | 450,34 | 140,92                  | 340,00                    | 3,40        | 531,00                  | 0,53        |
| 195    | 218,00            | 446,25 | 139,64                  | 380,00                    | 3,80        | 538,00                  | 0,54        |
| 210    | 218,00            | 446,25 | 139,64                  | 410,00                    | 4,10        | 542,00                  | 0,54        |
| 225    | 217,00            | 444,20 | 139,00                  | 460,00                    | 4,60        | 542,00                  | 0,54        |
| 240    | 216,00            | 442,15 | 138,36                  | 470,00                    | 4,70        | 546,00                  | 0,55        |
| 255    | 216,00            | 442,15 | 138,36                  | 510,00                    | 5,10        | 552,00                  | 0,55        |
| 270    | 215,00            | 440,11 | 137,72                  | 540,00                    | 5,40        | 553,00                  | 0,55        |
| 285    | 214,00            | 438,06 | 137,08                  | 560,00                    | 5,60        | 553,00                  | 0,55        |

**Tabla A - 2.6.d** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 4.

| Tiempo | Fuerza horizontal |  | Desplazamiento horizontal | Desplazamiento vertical |
|--------|-------------------|--|---------------------------|-------------------------|
|--------|-------------------|--|---------------------------|-------------------------|

|       | Lectura | Fuerza | Esfuerzo tangencial (t) | Lectura | Deformación | Lectura | Deformación |
|-------|---------|--------|-------------------------|---------|-------------|---------|-------------|
| (seg) | (div)   | (N)    | (kPa)                   | (div)   | (mm)        | (div)   | (mm)        |
| 15    | 98,00   | 200,61 | 62,26                   | 10,00   | 0,10        | 1185,00 | 1,19        |
| 30    | 155,00  | 317,29 | 98,47                   | 30,00   | 0,30        | 1225,00 | 1,23        |
| 45    | 190,00  | 388,93 | 120,70                  | 55,00   | 0,55        | 1285,00 | 1,29        |
| 60    | 210,00  | 429,87 | 133,41                  | 75,00   | 0,75        | 1250,00 | 1,25        |
| 75    | 226,00  | 462,62 | 143,57                  | 100,00  | 1,00        | 1290,00 | 1,29        |
| 90    | 233,00  | 476,95 | 148,02                  | 130,00  | 1,30        | 1340,00 | 1,34        |
| 105   | 236,00  | 483,09 | 149,93                  | 165,00  | 1,65        | 1375,00 | 1,38        |
| 120   | 240,00  | 491,28 | 152,47                  | 196,00  | 1,96        | 1400,00 | 1,40        |
| 135   | 245,00  | 501,52 | 155,64                  | 220,00  | 2,20        | 1425,00 | 1,43        |
| 150   | 246,00  | 503,56 | 156,28                  | 245,00  | 2,45        | 1448,00 | 1,45        |
| 165   | 248,00  | 507,66 | 157,55                  | 275,00  | 2,75        | 1460,00 | 1,46        |
| 180   | 250,00  | 511,75 | 158,82                  | 305,00  | 3,05        | 1476,00 | 1,48        |
| 195   | 251,00  | 513,80 | 159,46                  | 330,00  | 3,30        | 1492,00 | 1,49        |
| 210   | 252,00  | 515,84 | 160,09                  | 360,00  | 3,60        | 1495,00 | 1,50        |
| 225   | 252,50  | 516,87 | 160,41                  | 395,00  | 3,95        | 1506,00 | 1,51        |
| 240   | 253,00  | 517,89 | 160,73                  | 418,00  | 4,18        | 1526,00 | 1,53        |
| 255   | 253,00  | 517,89 | 160,73                  | 450,00  | 4,50        | 1530,00 | 1,53        |
| 270   | 253,00  | 517,89 | 160,73                  | 470,00  | 4,70        | 1535,00 | 1,54        |
| 285   | 253,00  | 517,89 | 160,73                  | 508,00  | 5,08        | 1553,00 | 1,55        |
| 300   | 253,00  | 517,89 | 160,73                  | 540,00  | 5,40        | 1563,00 | 1,56        |

**Tabla A - 2.6.e** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 5.

| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |
| (seg)  | (div)             | (N)    | (kPa)                   | (div)                     | (mm)        | (div)                   | (mm)        |
| 15     | 48,00             | 98,26  | 30,49                   | 12,00                     | 0,12        | 327,00                  | 0,33        |
| 30     | 68,00             | 139,20 | 43,20                   | 42,00                     | 0,42        | 346,00                  | 0,35        |
| 45     | 78,00             | 159,67 | 49,55                   | 68,00                     | 0,68        | 355,00                  | 0,36        |
| 60     | 85,00             | 174,00 | 54,00                   | 89,00                     | 0,89        | 351,00                  | 0,35        |
| 75     | 90,00             | 184,23 | 57,18                   | 120,00                    | 1,20        | 317,00                  | 0,32        |
| 90     | 94,00             | 192,42 | 59,72                   | 154,00                    | 1,54        | 274,00                  | 0,27        |
| 105    | 96,00             | 196,51 | 60,99                   | 175,00                    | 1,75        | 230,00                  | 0,23        |

|     |        |        |       |        |      |         |       |
|-----|--------|--------|-------|--------|------|---------|-------|
| 120 | 98,00  | 200,61 | 62,26 | 195,00 | 1,95 | 168,00  | 0,17  |
| 135 | 101,00 | 206,75 | 64,16 | 225,00 | 2,25 | 120,00  | 0,12  |
| 150 | 102,00 | 208,79 | 64,80 | 265,00 | 2,65 | 82,00   | 0,08  |
| 165 | 104,00 | 212,89 | 66,07 | 295,00 | 2,95 | 30,00   | 0,03  |
| 180 | 104,00 | 212,89 | 66,07 | 312,00 | 3,12 | -18,00  | -0,02 |
| 195 | 104,00 | 212,89 | 66,07 | 345,00 | 3,45 | -38,00  | -0,04 |
| 210 | 104,00 | 212,89 | 66,07 | 370,00 | 3,70 | -92,00  | -0,09 |
| 225 | 103,00 | 210,84 | 65,43 | 395,00 | 3,95 | -110,00 | -0,11 |
| 240 | 103,00 | 210,84 | 65,43 | 435,00 | 4,35 | -122,00 | -0,12 |
| 255 | 102,00 | 208,79 | 64,80 | 462,00 | 4,62 | -140,00 | -0,14 |
| 270 | 102,00 | 208,79 | 64,80 | 486,00 | 4,86 | -169,00 | -0,27 |
| 285 | 100,00 | 204,70 | 63,53 | 515,00 | 5,15 | -184,00 | -0,18 |
| 300 | 100,00 | 204,70 | 63,53 | 558,00 | 5,58 | -218,00 | -0,22 |

**Tabla A - 2.6.f** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 6.

| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |
| (seg)  | (div)             | (N)    | (kPa)                   | (div)                     | (mm)        | (div)                   | (mm)        |
| 15     | 65,00             | 133,06 | 41,20                   | 18,00                     | 0,18        | 479,00                  | 0,48        |
| 30     | 89,00             | 182,18 | 56,42                   | 40,00                     | 0,40        | 510,00                  | 0,51        |
| 45     | 98,00             | 200,61 | 62,12                   | 64,00                     | 0,64        | 538,00                  | 0,54        |
| 60     | 108,00            | 221,08 | 68,46                   | 98,00                     | 0,98        | 551,00                  | 0,55        |
| 75     | 115,00            | 235,41 | 72,90                   | 120,00                    | 1,20        | 554,00                  | 0,55        |
| 90     | 117,00            | 239,50 | 74,16                   | 140,00                    | 1,40        | 553,00                  | 0,55        |
| 105    | 122,00            | 249,73 | 77,33                   | 170,00                    | 1,70        | 540,00                  | 0,54        |
| 120    | 125,00            | 255,88 | 79,23                   | 205,00                    | 2,05        | 530,00                  | 0,53        |
| 135    | 128,00            | 262,02 | 81,14                   | 225,00                    | 2,25        | 510,00                  | 0,51        |
| 150    | 130,00            | 266,11 | 82,40                   | 250,00                    | 2,50        | 490,00                  | 0,49        |
| 165    | 128,00            | 262,02 | 81,14                   | 280,00                    | 2,80        | 483,00                  | 0,48        |
| 180    | 127,00            | 259,97 | 80,50                   | 320,00                    | 3,20        | 473,00                  | 0,47        |
| 195    | 127,00            | 259,97 | 80,50                   | 360,00                    | 3,60        | 455,00                  | 0,46        |
| 210    | 127,00            | 259,97 | 80,50                   | 395,00                    | 3,95        | 451,00                  | 0,45        |
| 225    | 127,00            | 259,97 | 80,50                   | 470,00                    | 4,70        | 450,00                  | 0,45        |
| 240    | 127,00            | 259,97 | 80,50                   | 450,00                    | 4,50        | 445,00                  | 0,45        |

|     |        |        |       |        |      |        |      |
|-----|--------|--------|-------|--------|------|--------|------|
| 255 | 127,00 | 259,97 | 80,50 | 480,00 | 4,80 | 435,00 | 0,44 |
| 270 | 127,00 | 259,97 | 80,50 | 505,00 | 5,05 | 434,00 | 0,43 |
| 285 | 127,00 | 259,97 | 80,50 | 515,00 | 5,15 | 434,00 | 0,43 |
| 300 | 127,00 | 259,97 | 80,50 | 560,00 | 5,60 | 434,00 | 0,43 |

**Tabla A - 2.6.g** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 7

| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |
| (seg)  | (div)             | (N)    | (kPa)                   | (div)                     | (mm)        | (div)                   | (mm)        |
| 15     | 70,00             | 143,29 | 44,84                   | 25,00                     | 0,25        | 1090,00                 | 1,09        |
| 30     | 98,00             | 200,61 | 62,77                   | 38,00                     | 0,38        | 2045,00                 | 2,05        |
| 45     | 112,00            | 229,26 | 71,74                   | 62,00                     | 0,62        | 3045,00                 | 3,05        |
| 60     | 124,00            | 253,83 | 79,43                   | 78,00                     | 0,78        | 3083,00                 | 3,08        |
| 75     | 130,00            | 266,11 | 83,27                   | 105,00                    | 1,05        | 4019,00                 | 4,02        |
| 90     | 135,00            | 276,35 | 86,47                   | 138,00                    | 1,38        | 4048,00                 | 4,05        |
| 105    | 138,00            | 282,49 | 88,40                   | 154,00                    | 1,54        | 4080,00                 | 4,08        |
| 120    | 139,00            | 284,53 | 89,04                   | 194,00                    | 1,94        | 4012,00                 | 4,01        |
| 135    | 140,00            | 286,58 | 89,68                   | 220,00                    | 2,20        | 4046,00                 | 4,05        |
| 150    | 141,00            | 288,63 | 90,32                   | 250,00                    | 2,50        | 4064,00                 | 4,06        |
| 165    | 143,00            | 292,72 | 91,60                   | 275,00                    | 2,75        | 4082,00                 | 4,08        |
| 180    | 144,00            | 294,77 | 92,24                   | 330,00                    | 3,30        | 4096,00                 | 4,10        |
| 195    | 144,00            | 294,77 | 92,24                   | 360,00                    | 3,60        | 5019,00                 | 5,02        |
| 210    | 144,00            | 294,77 | 92,24                   | 380,00                    | 3,80        | 5028,00                 | 5,03        |
| 225    | 144,00            | 294,77 | 92,24                   | 418,00                    | 4,18        | 5031,00                 | 5,03        |
| 240    | 144,00            | 294,77 | 92,24                   | 445,00                    | 4,45        | 5034,00                 | 5,03        |
| 255    | 145,00            | 296,82 | 92,88                   | 470,00                    | 4,70        | 5049,00                 | 5,05        |
| 270    | 145,00            | 296,82 | 92,88                   | 505,00                    | 5,05        | 5040,00                 | 5,04        |
| 285    | 145,00            | 296,82 | 92,88                   | 535,00                    | 5,35        | 5040,00                 | 5,04        |

**Tabla A - 2.6.h** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 8.

| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |
| (seg)  | (div)             | (N)    | (kPa)                   | (div)                     | (mm)        | (div)                   | (mm)        |
| 15     | 80,00             | 163,76 | 50,97                   | 8,00                      | 0,08        | 2005,00                 | 2,01        |
| 30     | 118,00            | 241,55 | 75,18                   | 28,00                     | 0,28        | 2035,00                 | 2,04        |
| 45     | 135,00            | 276,35 | 86,01                   | 56,00                     | 0,56        | 2068,00                 | 2,07        |
| 60     | 144,00            | 294,77 | 91,74                   | 78,00                     | 0,78        | 3004,00                 | 3,00        |
| 75     | 148,00            | 302,96 | 94,29                   | 90,00                     | 0,90        | 3031,00                 | 3,03        |
| 90     | 153,00            | 313,19 | 97,48                   | 115,00                    | 1,15        | 3042,00                 | 3,04        |
| 105    | 157,00            | 321,38 | 100,02                  | 150,00                    | 1,50        | 3060,00                 | 3,06        |
| 120    | 160,00            | 327,52 | 101,94                  | 178,00                    | 1,78        | 3076,00                 | 3,08        |
| 135    | 161,00            | 329,57 | 102,57                  | 205,00                    | 2,05        | 3080,00                 | 3,08        |
| 150    | 164,00            | 335,71 | 104,48                  | 265,00                    | 2,65        | 3092,00                 | 3,09        |
| 165    | 165,00            | 337,76 | 105,12                  | 290,00                    | 2,90        | 4002,00                 | 4,00        |
| 180    | 168,00            | 343,90 | 107,03                  | 310,00                    | 3,10        | 4010,00                 | 4,01        |
| 195    | 169,00            | 345,94 | 107,67                  | 390,00                    | 3,90        | 4020,00                 | 4,02        |
| 210    | 170,00            | 347,99 | 108,31                  | 400,00                    | 4,00        | 4028,00                 | 4,03        |
| 225    | 172,00            | 352,08 | 109,58                  | 440,00                    | 4,40        | 4028,00                 | 4,03        |
| 240    | 173,00            | 354,13 | 110,22                  | 475,00                    | 4,75        | 4029,00                 | 4,03        |
| 255    | 173,00            | 354,13 | 110,22                  | 495,00                    | 4,95        | 4048,00                 | 4,05        |
| 270    | 173,00            | 354,13 | 110,22                  | 520,00                    | 5,20        | 4050,00                 | 4,05        |
| 285    | 173,00            | 354,13 | 110,22                  | 540,00                    | 5,40        | 4050,00                 | 4,05        |

**Tabla A- 2.6.i** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 9.

| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |
| (seg)  | (div)             | (N)    | (kPa)                   | (div)                     | (mm)        | (div)                   | (mm)        |
| 15     | 15,00             | 30,71  | 9,54                    | 3,00                      | 0,03        | 153,00                  | 0,14        |
| 30     | 70,00             | 143,29 | 44,50                   | 24,00                     | 0,24        | 145,00                  | 0,15        |
| 45     | 98,00             | 200,61 | 62,30                   | 52,00                     | 0,52        | 162,00                  | 0,16        |

|     |        |        |       |        |      |         |       |
|-----|--------|--------|-------|--------|------|---------|-------|
| 60  | 108,00 | 221,08 | 68,65 | 80,00  | 0,80 | 162,00  | 0,16  |
| 75  | 115,00 | 235,41 | 73,10 | 100,00 | 1,00 | 135,00  | 0,14  |
| 90  | 118,00 | 241,55 | 75,01 | 140,00 | 1,40 | 105,00  | 0,11  |
| 105 | 121,00 | 247,69 | 76,92 | 165,00 | 1,65 | 55,00   | 0,06  |
| 120 | 123,00 | 251,78 | 78,19 | 187,00 | 1,87 | -25,00  | -0,03 |
| 135 | 125,00 | 255,88 | 79,46 | 230,00 | 2,30 | -70,00  | -0,07 |
| 150 | 126,00 | 257,92 | 80,10 | 255,00 | 2,55 | -105,00 | -0,11 |
| 165 | 124,00 | 253,83 | 78,82 | 270,00 | 2,70 | -155,00 | -0,16 |
| 180 | 123,00 | 251,78 | 78,19 | 310,00 | 3,10 | -190,00 | -0,19 |
| 195 | 120,00 | 245,64 | 76,28 | 345,00 | 3,45 | -220,00 | -0,22 |
| 210 | 112,00 | 229,26 | 71,20 | 390,00 | 3,90 | -240,00 | -0,24 |
| 225 | 109,00 | 223,12 | 69,29 | 400,00 | 4,00 | -270,00 | -0,27 |
| 240 | 107,00 | 219,03 | 68,02 | 420,00 | 4,20 | -280,00 | -0,28 |
| 255 | 106,00 | 216,98 | 67,38 | 460,00 | 4,60 | -285,00 | -0,29 |
| 270 | 103,00 | 210,84 | 65,48 | 485,00 | 4,85 | -290,00 | -0,29 |
| 285 | 101,00 | 206,75 | 64,20 | 510,00 | 5,10 | -308,00 | -0,31 |
| 300 | 98,00  | 200,61 | 62,30 | 545,00 | 5,45 | -320,00 | -0,32 |

**Tabla A - 2.6.j** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 10.

| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |
| (seg)  | (div)             | (N)    | (kPa)                   | (div)                     | (mm)        | (div)                   | (mm)        |
| 15     | 22,00             | 45,03  | 13,96                   | 5,00                      | 0,05        | 390,00                  | 0,39        |
| 30     | 84,00             | 171,95 | 53,31                   | 22,00                     | 0,22        | 400,00                  | 0,40        |
| 45     | 118,00            | 241,55 | 74,89                   | 44,00                     | 0,44        | 420,00                  | 0,42        |
| 60     | 135,00            | 276,35 | 85,68                   | 75,00                     | 0,75        | 422,00                  | 0,42        |
| 75     | 144,00            | 294,77 | 91,39                   | 100,00                    | 1,00        | 420,00                  | 0,42        |
| 90     | 148,00            | 302,96 | 93,93                   | 135,00                    | 1,35        | 390,00                  | 0,39        |
| 105    | 150,00            | 307,05 | 95,20                   | 160,00                    | 1,60        | 355,00                  | 0,36        |
| 120    | 152,00            | 311,14 | 96,47                   | 178,00                    | 1,78        | 320,00                  | 0,32        |
| 135    | 154,00            | 315,24 | 97,74                   | 210,00                    | 2,10        | 300,00                  | 0,30        |
| 150    | 155,00            | 317,29 | 98,38                   | 230,00                    | 2,30        | 285,00                  | 0,29        |
| 165    | 156,00            | 319,33 | 99,01                   | 264,00                    | 2,64        | 260,00                  | 0,26        |

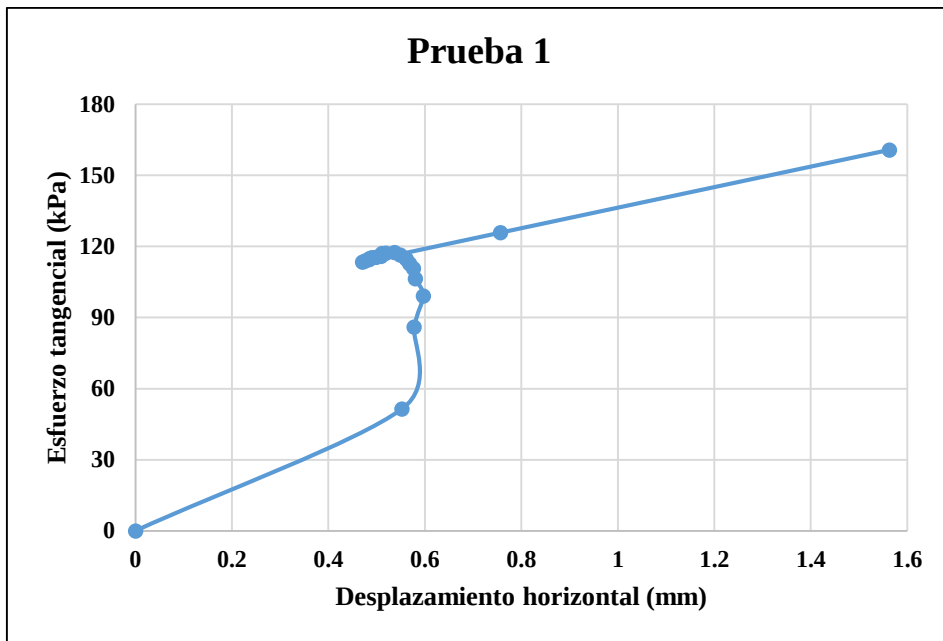
|     |        |        |       |        |      |        |      |
|-----|--------|--------|-------|--------|------|--------|------|
| 180 | 156,00 | 319,33 | 99,01 | 295,00 | 2,95 | 245,00 | 0,25 |
| 195 | 156,00 | 319,33 | 99,01 | 330,00 | 3,30 | 243,00 | 0,24 |
| 210 | 156,00 | 319,33 | 99,01 | 350,00 | 3,50 | 225,00 | 0,23 |
| 225 | 156,00 | 319,33 | 99,01 | 380,00 | 3,80 | 214,00 | 0,21 |
| 240 | 154,00 | 315,24 | 97,74 | 415,00 | 4,15 | 211,00 | 0,21 |
| 255 | 152,00 | 311,10 | 96,47 | 440,00 | 4,40 | 211,00 | 0,21 |
| 270 | 151,00 | 309,10 | 95,84 | 468,00 | 4,68 | 208,00 | 0,21 |
| 285 | 150,00 | 307,05 | 95,20 | 498,00 | 4,98 | 207,00 | 0,21 |
| 300 | 150,00 | 307,05 | 95,20 | 530,00 | 5,30 | 207,00 | 0,21 |

**Tabla A - 2.6.k** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 11.

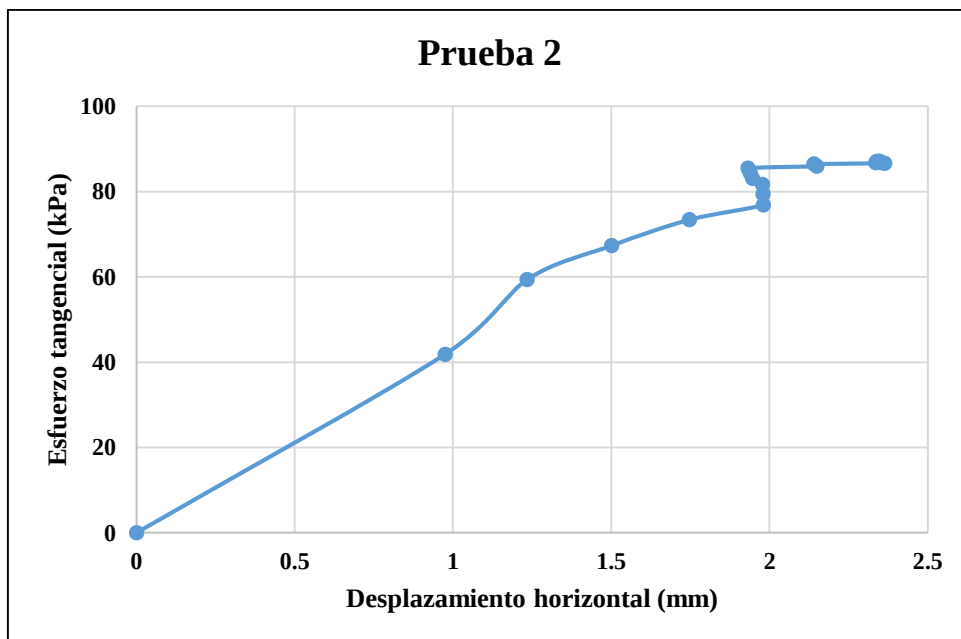
| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |
| (seg)  | (div)             | (N)    | (kPa)                   | (div)                     | (mm)        | (div)                   | (mm)        |
| 15     | 10,00             | 20,47  | 6,34                    | 2,00                      | 0,02        | 630,00                  | 0,63        |
| 30     | 75,00             | 153,53 | 47,57                   | 18,00                     | 0,18        | 655,00                  | 0,66        |
| 45     | 135,00            | 276,35 | 85,63                   | 38,00                     | 0,38        | 670,00                  | 0,67        |
| 60     | 155,00            | 317,29 | 98,31                   | 60,00                     | 0,60        | 695,00                  | 0,70        |
| 75     | 167,00            | 341,85 | 105,92                  | 89,00                     | 0,89        | 710,00                  | 0,71        |
| 90     | 170,00            | 347,99 | 107,83                  | 115,00                    | 1,15        | 725,00                  | 0,73        |
| 105    | 174,00            | 356,18 | 110,36                  | 150,00                    | 1,50        | 733,00                  | 0,73        |
| 120    | 177,00            | 362,32 | 112,27                  | 175,00                    | 1,75        | 732,00                  | 0,73        |
| 135    | 178,00            | 364,37 | 112,90                  | 200,00                    | 2,00        | 732,00                  | 0,73        |
| 150    | 180,00            | 368,46 | 114,17                  | 230,00                    | 2,30        | 740,00                  | 0,74        |
| 165    | 180,00            | 368,46 | 114,17                  | 260,00                    | 2,60        | 743,00                  | 0,74        |
| 180    | 180,00            | 368,46 | 114,17                  | 285,00                    | 2,85        | 743,00                  | 0,74        |
| 195    | 180,00            | 368,46 | 114,17                  | 320,00                    | 3,20        | 750,00                  | 0,75        |
| 210    | 181,00            | 370,51 | 114,80                  | 345,00                    | 3,45        | 758,00                  | 0,76        |
| 225    | 181,00            | 370,51 | 114,80                  | 378,00                    | 3,78        | 758,00                  | 0,76        |
| 240    | 181,00            | 370,51 | 114,80                  | 400,00                    | 4,00        | 758,00                  | 0,76        |
| 255    | 182,00            | 372,55 | 115,44                  | 435,00                    | 4,35        | 760,00                  | 0,76        |
| 270    | 182,00            | 372,55 | 115,44                  | 460,00                    | 4,60        | 773,00                  | 0,77        |
| 285    | 182,00            | 372,55 | 115,44                  | 485,00                    | 4,85        | 773,00                  | 0,77        |
| 300    | 182,00            | 372,55 | 115,44                  | 520,00                    | 5,20        | 787,00                  | 0,79        |

**Tabla A - 2.6.I** Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, muestra 12.

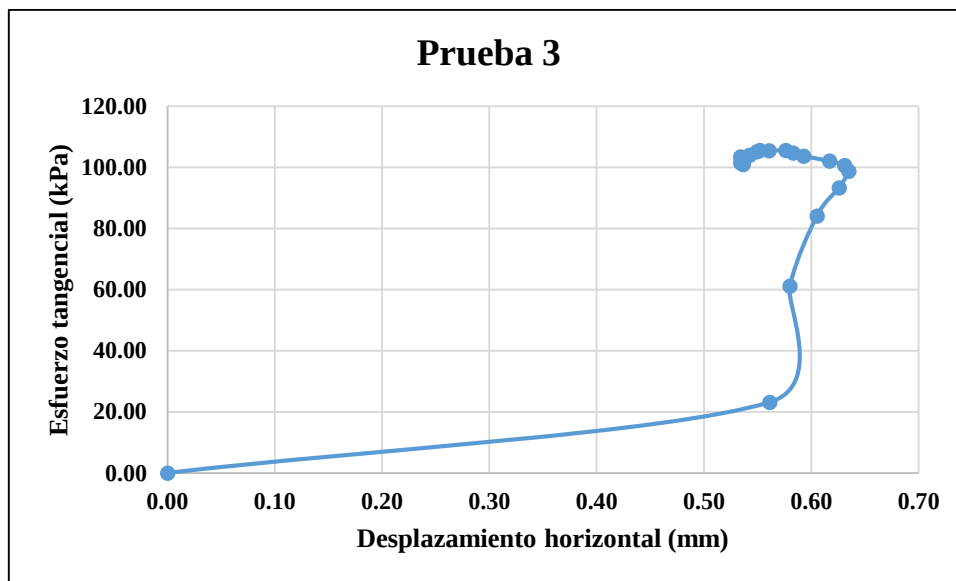
| Tiempo | Fuerza horizontal |        | Esfuerzo tangencial (t) | Desplazamiento horizontal |             | Desplazamiento vertical |             |
|--------|-------------------|--------|-------------------------|---------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
|        | Lectura           | Fuerza |                         | Lectura                   | Deformación | Lectura                 | Deformación |
| (seg)  | (div)             | (N)    | (kPa)                   | (div)                     | (mm)        | (div)                   | (mm)        |
| 15     | 98,00             | 200,61 | 62,59                   | 7,00                      | 0,07        | 1090,00                 | 1,09        |
| 30     | 155,00            | 317,29 | 99,00                   | 28,00                     | 0,28        | 1120,00                 | 1,13        |
| 45     | 178,00            | 364,37 | 113,69                  | 58,00                     | 0,58        | 1170,00                 | 1,17        |
| 60     | 189,00            | 386,88 | 120,72                  | 85,00                     | 0,85        | 1225,00                 | 1,23        |
| 75     | 195,00            | 399,17 | 124,55                  | 105,00                    | 1,05        | 1275,00                 | 1,28        |
| 90     | 197,00            | 403,26 | 125,83                  | 140,00                    | 1,40        | 1305,00                 | 1,31        |
| 105    | 197,00            | 403,26 | 125,83                  | 165,00                    | 1,65        | 1325,00                 | 1,33        |
| 120    | 200,00            | 409,40 | 127,74                  | 195,00                    | 1,95        | 1345,00                 | 1,35        |
| 135    | 202,00            | 413,49 | 129,02                  | 220,00                    | 2,20        | 1370,00                 | 1,37        |
| 150    | 203,00            | 415,54 | 129,66                  | 250,00                    | 2,50        | 1385,00                 | 1,39        |
| 165    | 203,00            | 415,54 | 129,66                  | 284,00                    | 2,84        | 1395,00                 | 1,40        |
| 180    | 205,00            | 419,64 | 130,94                  | 306,00                    | 3,06        | 1410,00                 | 1,41        |
| 195    | 205,00            | 419,64 | 130,94                  | 340,00                    | 3,40        | 1425,00                 | 1,43        |
| 210    | 205,00            | 419,64 | 130,94                  | 368,00                    | 3,68        | 1427,00                 | 1,43        |
| 225    | 205,00            | 419,64 | 130,94                  | 390,00                    | 3,90        | 1435,00                 | 1,44        |
| 240    | 205,00            | 419,64 | 130,94                  | 428,00                    | 4,28        | 1450,00                 | 1,45        |
| 255    | 205,00            | 419,64 | 130,94                  | 452,00                    | 4,52        | 1455,00                 | 1,46        |
| 270    | 205,00            | 419,64 | 130,94                  | 480,00                    | 4,80        | 1455,00                 | 1,46        |
| 285    | 205,00            | 419,64 | 130,94                  | 510,00                    | 5,10        | 1465,00                 | 1,47        |
| 300    | 205,00            | 419,64 | 130,94                  | 540,00                    | 5,40        | 1472,00                 | 1,47        |



**Figura A - 2.6.a** Gráfico de esfuerzo tangencial vs deformación vertical, suelo Ciego de Ávila Prueba 1.



**Figura A - 2.6.b** Gráfico de esfuerzo tangencial vs deformación vertical, suelo Ciego de Ávila Prueba 2.



**Figura A - 2.6.c** Gráfico de esfuerzo tangencial vs deformación vertical, suelo Ciego de Ávila Prueba 3.

## Anexo 2.7 Resultados del ensayo de consolidación del suelo objeto de estudio (Ciego de Ávila)

**Tabla A - 2.7.a** Valores obtenidos en el ensayo de consolidación, suelo Ciego de Ávila, muestra 1.

| Carga (kg/cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_v$ (kPa) | $\varepsilon$ (%) | e      | av(1/ kPa) | 1+e <sub>m</sub> | m <sub>v</sub> | E (kPa) |
|-----------------------------|------------------|-------------------|--------|------------|------------------|----------------|---------|
| 0,5                         | 49,03            | 0,68              | 0,7482 | -          | -                | -              |         |
| 1,0                         | 98,07            | 1,20              | 0,7390 | 1,9E-04    | 1,7436           | 1,1E-04        | 9252    |
| 2,0                         | 196,13           | 2,18              | 0,7218 | 1,7E-04    | 1,7304           | 1,0E-04        | 9888    |
| 4,0                         | 392,27           | 3,43              | 0,6998 | 1,1E-04    | 1,7108           | 6,6E-05        | 15251   |
| 8,0                         | 784,53           | 5,03              | 0,6717 | 7,2E-05    | 1,6857           | 4,3E-05        | 23481   |
| 2,0                         | 196,13           | 4,65              | 0,6783 | 1,1E-05    | 1,6750           | 6,7E-06        | -       |
| 0,0                         | 10,00            | 3,68              | 0,6954 | 9,2E-05    | 1,6868           | 5,5E-05        | -       |

**Tabla A - 2.7.b** Valores obtenidos en el ensayo de consolidación, suelo Ciego de Ávila, muestra 2.

| Carga (kg/cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_v$ (kPa) | $\varepsilon$ (%) | e      | av(1/ kPa) | 1+e <sub>m</sub> | m <sub>v</sub> | E (kPa) |
|-----------------------------|------------------|-------------------|--------|------------|------------------|----------------|---------|
| 0,5                         | 49,03            | 0,50              | 0,7418 | -          | -                | -              | -       |
| 1,0                         | 98,07            | 1,11              | 0,7312 | 2,2E-0 4   | 1,7365           | 1,2E-0 4       | 8040    |
| 2,0                         | 196,13           | 2,16              | 0,7128 | 1,9E-0 4   | 1,7220           | 1,1E-0 4       | 9144    |
| 4,0                         | 392,27           | 3,36              | 0,6918 | 1,1E-0, 4  | 1,7023           | 6,3E-0 5       | 15893   |
| 8,0                         | 784,53           | 5,03              | 0,6625 | 7,5E-0 5   | 1,6771           | 4,4E-0 5       | 22504   |
| 2,0                         | 196,13           | 4,67              | 0,6688 | 1,1E-0 5   | 1,6657           | 6,4E-0 6       | -       |
| 0,0                         | 10,00            | 3,37              | 0,6916 | 1,2E-0 4   | 1,6802           | 7,3E-0 5       | -       |

**Tabla A - 2.7.c** Valores obtenidos en el ensayo de consolidación, suelo Ciego de Ávila, muestra 3.

| Carga (kg/cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_v$ (kPa) | $\varepsilon$ (%) | e      | $a_v(1/kPa)$ | $1+e_m$ | $m_v$   | E (kPa) |
|-----------------------------|------------------|-------------------|--------|--------------|---------|---------|---------|
| 0,5                         | 49,03            | 0,64              | 0,7431 | -            | -       | -       | -       |
| 1,0                         | 98,07            | 1,40              | 0,7298 | 2,7E-04      | 1,7365  | 1,6E-04 | 6386    |
| 2,0                         | 196,13           | 2,23              | 0,7152 | 1,5E-04      | 1,7225  | 8,6E-05 | 11601   |
| 4,0                         | 392,27           | 3,26              | 0,6971 | 9,3E-05      | 1,7061  | 5,4E-05 | 18430   |
| 8,0                         | 784,53           | 4,75              | 0,6710 | 6,6E-05      | 1,6840  | 3,9E-05 | 25358   |
| 2,0                         | 196,13           | 4,38              | 0,6775 | 1,1E-05      | 1,6743  | 6,6E-06 | -       |
| 0,0                         | 10,00            | 3,39              | 0,6949 | 9,3E-05      | 1,6862  | 5,5E-05 | -       |

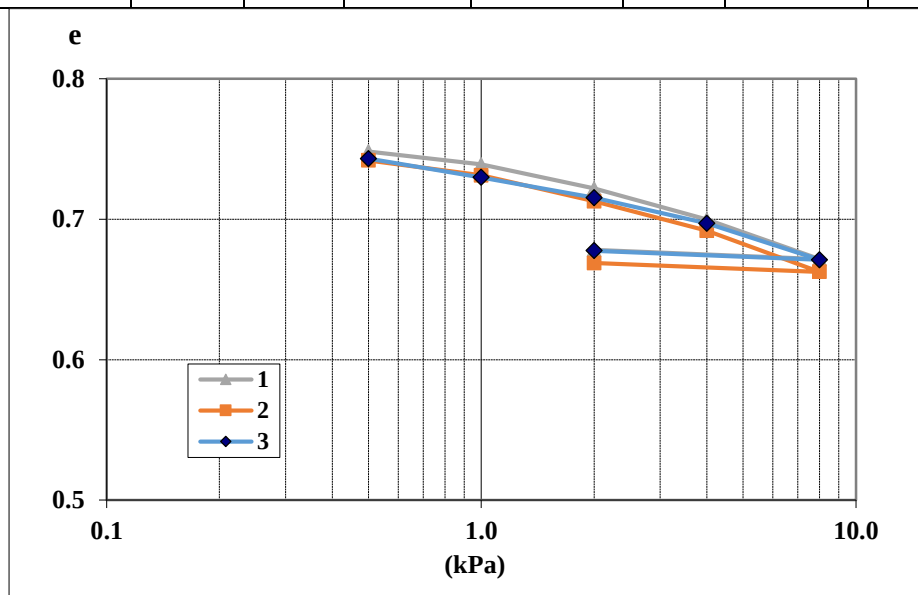


Figura A - 2.7.a Curvas de compresibilidad (e vs  $\sigma$ ) suelo Ciego de Ávila.

### Anexo 3.1 Análisis probabilístico de la curva de retención

Tabla A – 3.1.a Valores experimentales para la curva de retención del suelo.

| Método de Van Genuchten |       |                |       | Método de Fredlund |        |                |       | Método de Gallipoli |      |                |      |
|-------------------------|-------|----------------|-------|--------------------|--------|----------------|-------|---------------------|------|----------------|------|
| Secado                  |       | Humedecimiento |       | Secado             |        | Humedecimiento |       | Secado              |      | Humedecimiento |      |
| Exp.                    | MVG   | Exp.           | MVG   | Exp.               | MF     | Exp.           | MF    | Exp.                | MG   | Exp.           | MG   |
| 0,980                   | 1,000 | 98,000         | 0,998 | 0,960              | 1,0000 | 0,980          | 0,972 | 0,960               | 1,00 | 0,980          | 0,97 |
| 0,900                   | 0,976 | 92,130         | 0,945 | 0,870              | 0,9000 | 0,921          | 0,922 | 0,870               | 1,00 | 0,920          | 0,93 |
| 0,800                   | 0,900 | 79,950         | 0,813 | 0,706              | 0,7900 | 0,800          | 0,823 | 0,706               | 0,99 | 0,790          | 0,84 |
| 0,700                   | 0,808 | 71,750         | 0,698 | 0,851              | 0,8700 | 0,717          | 0,697 | 0,641               | 0,97 | 0,720          | 0,70 |

|       |       |        |       |       |        |       |       |        |      |       |      |
|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|------|-------|------|
| 0,600 | 0,584 | 61,390 | 0,589 | 0,740 | 0,7500 | 0,613 | 0,555 | 0,540  | 0,82 | 0,613 | 0,47 |
| 0,500 | 0,414 | 33,430 | 0,454 | 0,637 | 0,7139 | 0,334 | 0,380 | 0,5378 | 0,75 | 0,334 | 0,13 |
| 0,400 | 0,379 |        |       | 0,528 | 0,6025 |       |       | 0,5378 | 0,57 |       |      |
| 0,100 | 0,357 |        |       | 0,39  | 0,4200 |       |       | 0,1532 | 0,25 |       |      |

**Tabla A – 3.1.b** Análisis estadístico de las curvas de retención por los distintos modelos.

| Análisis       |                                     | Método de Van Genuchten | Método de Fredlund | Método de Gallipoli |
|----------------|-------------------------------------|-------------------------|--------------------|---------------------|
| Secado         | Coefficiente de determinación $R^2$ | 0,900554                | 0,921850           | 0,551625            |
|                | Error                               | 0,05532                 | 0,033143           | 0,131767            |
| Humedecimiento | Coefficiente de determinación $R^2$ | 0,997042                | 0,981788           | 0,917377            |
|                | Error                               | 0,033284                | 0,02321            | 0,049276            |

**Tabla A – 3.1.c** Parámetros del modelo ANOVA para el suelo de Ciego de Ávila.

| Estadísticas de la regresión         |                                     |                |              |               |
|--------------------------------------|-------------------------------------|----------------|--------------|---------------|
| Coefficiente de correlación múltiple | Coefficiente de determinación $R^2$ | $R^2$ ajustado | Error típico | Observaciones |
| 0,98317058                           | 0,966624389                         | 0,959949266    | 0,062433238  | 7             |