



Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas
Facultad de Construcciones
Departamento de Ingeniería Civil

"Análisis de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra para suelos parcialmente saturados"

Trabajo de diploma presentado en opción al Título de Ingeniero Civil

Autora: Lismary Cordero Mejias

Tutores: Dr. Sc Gilberto Julio Quevedo Sotolongo

Ing. Claudia María Rodríguez Rodríguez

**Santa Clara
2017**

“Los científicos estudian el mundo tal como es; los ingenieros crean el mundo que nunca ha sido”

Theodore von Karman

A LA MEMORIA DE MI ABUELA MAGALIS

Agradecimientos

A mi familia, en especial a mi madre María Luz, mi tía Sandra, mi abuelo Luis Felipe, mi hermano Luis Miguel y mi novio Miguel.

A mis Tutores Quevedo y Claudia por trazar este camino, y también por recorrerlo conmigo.

Al colectivo de trabajo del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Rocas del INRH por brindarme su ayuda incondicional para la realización de esta investigación.

A Cindy y Ailén, mis amigas de siempre.

A Laura y Meily por estos cinco años juntas.

A mi abuela Magalis, a quien debo gran parte de lo que soy y quien sé estaría muy orgullosa de mí.

Resumen

En la actualidad, el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra se realiza solamente en el plano de la mecánica de suelos saturados, aunque es conocida la existencia de zonas parcialmente saturadas que aportan resistencia durante los diferentes estados de carga de estas estructuras. En esta investigación, se incorporan los principios de la mecánica de suelos parcialmente saturados a los análisis de filtraciones y estabilidad de taludes realizándose un estudio del comportamiento del factor de seguridad ante diferentes condiciones de drenaje y cimentación en la presa durante las etapas de final de construcción y operación, sin tener en cuenta la anisotropía del material. Para obtener los factores de seguridad son empleados los métodos de equilibrio límite Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenster-Price y Spencer para los grados de saturación 100%, 98%, 90% y 80%. Para ello, se utilizan la curva característica y de conductividad hidráulica del suelo Laguna de Oxidación de la Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, así como sus parámetros de resistencia obtenidos mediante los ensayos de Corte Directo y Triaxial, y corregidos a través de los ajustes de Fredlund y Vanapalli. La geometría de la presa está definida a partir de los criterios de dimensionamiento para las condiciones de Cuba y acorde a las obras de este tipo existentes en el país. Para la modelación se emplearon los componentes SIGMA/W, SEEP/W y SLOPE/W del software GeoStudio 2007.

Palabras clave: Presas de tierra, filtraciones, factor de seguridad, grado de saturación

Abstract

At present, the slope stability analysis is only performed in the field of saturated soils mechanics, although it is known the existence of partially saturated zones that provide resistance during the different load states of these structures. In this research, the principles of unsaturated soils mechanics are incorporated to the seepage and slope stability analysis, with a study of the safety factor is behavior in front of different drainage and foundation conditions in the dam during the end of construction and operation stages, without taking into account the anisotropy of the material. To obtain the safety factors, the Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenster-Price and Spencer limit equilibrium methods are used for the saturation degrees 100%, 98%, 90% and 80%. For this purpose, the water content function and the hydraulic conductivity function of the Oxidation Lagoon of the Central University Marta Abreu of Las Villas are obtained, as well as its resistance parameters, attained by the Direct Cut and Triaxial tests, and corrected through the adjustments methods of Fredlund and Vanapalli. The geometry of the dam is defined based on the sizing criteria for the Cuban conditions and according to the earthworks of this type existing in the country. For the modeling, the components SIGMA / W, SEEP / W and SLOPE / W of the software GeoStudio 2007 are used.

Keywords: Earth dams, seepage, safety factor, saturation degree

ÍNDICE

Agradecimientos	II
Resumen	III
Abstract	IV
Introducción	- 1 -
Capítulo I “Estado actual del conocimiento de los suelos parcialmente saturados en presas de tierra”	- 5 -
1.1 Mecánica de suelos saturados.....	- 5 -
1.2 Mecánica de suelos parcialmente saturados	- 6 -
1.2.1 Succión en suelos parcialmente saturados	- 7 -
1.2.2 Curva característica	- 9 -
1.2.3 Técnicas de medida de la succión	- 11 -
1.2.4 Métodos de simulación de la curva característica del suelo	- 13 -
1.3 Presas de Tierra. Clasificación	- 16 -
1.3.1 Criterios generales de diseño. Drenaje.....	- 17 -
1.4 Estabilidad de taludes y deslizamientos	- 20 -
1.5 Método del equilibrio límite	- 22 -
1.5.1 Métodos para la obtención del factor de seguridad	- 23 -
1.5.2 Determinación del centro y el radio crítico. Método de Ostrovski.....	- 26 -
1.6 Filtraciones en presas de tierra	- 27 -
1.6.1 Teoría de la línea de corriente superior. Condiciones de entrada y salida.....	- 28 -
1.6.2 Métodos para la determinación de la línea de corriente superior	- 29 -
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 Introducción.....	- 35 -
2.2 Muestreo	- 35 -
2.3 Granulometría.	- 36 -
2.4 Límites de consistencia y peso específico	- 36 -
2.5 Ensayo de compactación	- 38 -
2.6 Succión con papel de filtro	- 38 -
2.7 Ensayo de consolidación del suelo saturado	- 41 -
2.8 Ensayo de corte directo.	- 42 -
2.9 Ensayo Triaxial Consolidado no Drenado.....	- 44 -

Conclusiones Parciales	- 46 -
Capítulo III “Análisis de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra para suelos parcialmente saturados”	- 47 -
3.1 Generalidades	- 47 -
3.1.1 Condiciones de frontera	- 50 -
3.2 Propiedades de los materiales	- 52 -
3.2.1 Propiedades de los materiales en SIGMA/W	- 53 -
3.2.2 Propiedades de los materiales en SEEP/W	- 54 -
3.2.3 Propiedades de los materiales en SLOPE/W	- 57 -
3.3 Geometría	- 58 -
3.3.1 Calibración del modelo.....	- 59 -
3.4 Análisis de resultados en la etapa de final de construcción	- 63 -
3.4.1 Cimentación deformable	- 63 -
3.4.2 Cimentación indeformable	- 66 -
3.5 Análisis de resultados en la etapa de explotación	- 68 -
3.5.1 Obtención de la red de flujo para el colchón de drenaje.....	- 68 -
3.5.2 Análisis de estabilidad con colchón de drenaje y cimiento deformable	- 69 -
3.5.2 Análisis de estabilidad con colchón de drenaje y cimiento indeformable.....	- 71 -
3.5.3 Análisis de filtraciones y estabilidad con drenaje inclinado	- 74 -
Conclusiones Parciales	- 78 -
Conclusiones	- 79 -
Recomendaciones	- 81 -
Referencias Bibliográficas	- 82 -
Anexos	- 84 -

Introducción

La aparición el pasado siglo de la mecánica de suelos en el escenario científico universal amplió considerablemente las posibilidades del diseño geotécnico. El surgimiento de teorías para explicar el comportamiento del suelo hizo posible que estructuras como terraplenes, cimientos y presas de tierra, antes fabricadas a partir de la experiencia acumulada, se convirtieran en objeto de estudio de muchos científicos y que surgieran métodos para hacer estos diseños muchos más racionales. La mayoría de las formulaciones hechas entonces, consideraban al suelo como un sistema bifásico compuesto por sólidos y agua, o sea, en estado saturado, situación extrema que ignoraba la coexistencia con una tercera fase: el aire.

La idea de que en los poros del suelo puede existir agua y aire a la vez es tan antigua como el propio surgimiento de la mecánica de suelos, de hecho, Terzaghi (1943) en su libro *Mecánica Teórica de Suelos*, dedica varios capítulos al tema. Sin embargo; y a pesar de que otros autores como Fredlund, Gallipoli y Vanapalli en el ámbito internacional; y Romero, Lima y Quevedo dentro de nuestro país, también se han dedicado a su estudio, no cabe duda de que la mecánica de suelos parcialmente saturados ha tenido un lento desarrollo histórico.

La propiedad que distingue a un suelo parcialmente saturado de uno en estado de saturación total es la succión. Muchos métodos de obtención de la succión y estimación de la curva característica han sido desarrollados a lo largo del tiempo debido a la estrecha relación que existe entre esta propiedad y otras tan importantes como la conductividad hidráulica, la resistencia a cortante y, de manera general, la estabilidad de aquellas obras ingenieriles que utilicen al suelo como principal material de construcción. Con el avance de la tecnología, estas propiedades han sido incluidas en el diseño y revisión de obras geotécnicas. Un ejemplo de ello lo constituye el software GeoStudio 2007, el cual es una *suite* de programas geotécnicos donde se encuentran SEEP/W, SIGMA/W y SLOPE/W, entre otros, 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.

El análisis de estabilidad de taludes y filtraciones en presas de tierra es un claro ejemplo de aplicación de la mecánica de suelos parcialmente saturados. Cuando las presas se encuentran

en el período de explotación, la frontera superior de la red flujo, conocida como 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. En Cuba, este tipo de obras son ampliamente utilizadas debido a las facilidades constructivas y de diseño que brindan y, hasta el momento, para su modelación se ha considerado que el suelo de la cortina de la presa se encuentra totalmente saturado.

Situación problemática

En Cuba, el análisis de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra se realiza de acuerdo a los principios de la mecánica de suelos saturados, y existen muy pocas investigaciones previas que hayan evaluado a fondo el aporte de las zonas parcialmente saturadas al estado resistente del suelo, así como el nivel de significación de este incremento.

Problema científico

A partir de las consideraciones de diseño geométrico y drenaje aplicables en las condiciones de Cuba, ¿cómo variaría el análisis de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra al incorporar la mecánica de suelos parcialmente saturados?

Objetivo general

Realizar el análisis de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra incorporando la mecánica de suelos parcialmente saturados.

Objetivos específicos

1. Fundamentar teórica y conceptualmente mediante la revisión bibliográfica el comportamiento de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra.
2. Caracterizar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de estudio.
3. Demostrar la relación existente entre la curva característica del suelo parcialmente saturado, la Línea de Corriente Superior generada por la red de flujo y la estabilidad de taludes en presas de tierra.
4. Analizar el comportamiento del factor de seguridad en presas de tierra al introducir la mecánica de suelos parcialmente saturados mediante la modelación en GeoStudio 2007 de diferentes condiciones de cimentación y drenaje.
5. Establecer consideraciones generales acerca de la variación del factor de seguridad con el grado de saturación para los casos analizados.

Objeto de investigación

Filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra.

Hipótesis planteada

Si se incorpora la mecánica de suelos parcialmente saturados al análisis de filtraciones y estabilidad de taludes es posible obtener un aumento del factor de seguridad en presas de tierra a partir de la ejecución de ensayos de laboratorios viables para las condiciones de Cuba, combinados con la aplicación de las nuevas tecnologías para la simulación de estas obras.

Tareas a realizar

1. Realizar el análisis bibliográfico de la literatura nacional e internacional actualizada respecto al tema en cuestión.
2. Realizar los ensayos de caracterización del suelo objeto de estudio en condiciones de saturación total.
3. Realizar los ensayos de caracterización del suelo parcialmente saturado, empleado en la investigación.
4. Analizar los métodos teóricos de filtraciones en presas de tierra y sus particularidades.
5. Analizar los métodos teóricos de estabilidad de taludes en presas de tierra y sus particularidades.
6. Implementar los métodos teóricos en el programa computacional GeoStudio 2007 y sus particularidades.
7. Definir los modelos geométricos y las características de sus componentes para la obtención de la línea de corriente superior y la estabilidad de taludes.
8. Obtener los factores de seguridad para los modelos propuestos.
9. Obtener el incremento porcentual del factor de seguridad para la última etapa de análisis considerando el suelo saturado y parcialmente saturado por medio de la curva característica.
10. Analizar los resultados obtenidos.
11. Formular conclusiones y recomendaciones.

Novedad científica

Se realiza el análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra incorporando la mecánica de suelos parcialmente saturados, mediante la utilización de los métodos analíticos tradicionales, comparándose los resultados obtenidos para suelos saturados y parcialmente saturados.

Aporte metodológico

Se propone una secuencia lógica para realizar un análisis integrado de estabilidad de taludes y filtraciones 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 actual del conocimiento de los suelos parcialmente saturados en presas de tierra.

Capítulo II: Propiedades físicas y mecánicas del suelo.

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

Conclusiones.

Recomendaciones.

Referencias bibliográficas

Anexos.

Capítulo I “Estado actual del conocimiento de los suelos parcialmente saturados en presas de tierra”

1.1 Mecánica de suelos saturados

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

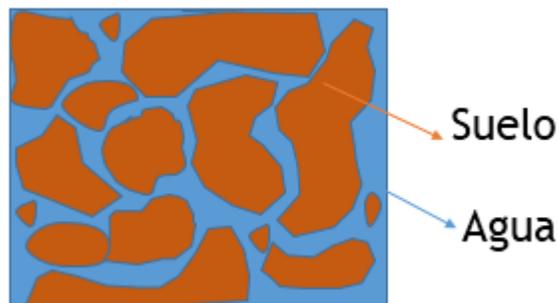


Figura 1.1 Estructura de los suelos saturados

Los principios fundamentales para entender el comportamiento de los suelos saturados emergieron en 1936 cuando Terzagui planteó el concepto de esfuerzo efectivo ($\sigma' = \sigma - u_w$) para explicar de manera sencilla el comportamiento de estos, donde σ es el esfuerzo total existente. Terzagui planteó que 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.

Durante mucho tiempo, los conceptos de la mecánica de suelos clásica fueron desarrollados para los suelos saturados. Para algunos autores, esto se debió en gran medida a los climas templados de los países donde se desarrollaron estas teorías, en donde predominaban los suelos casi o completamente saturados y a la criticidad que adquieren los diseños de estructuras ingenieriles cuando se considera el suelo en este estado. Sin embargo; para (Fredlund, 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

Una gran parte de la población del mundo se encuentra situada en centros urbanos donde predominan suelos con un nivel freático profundo, por encima de este, los vacíos del suelo se encuentran llenos de agua y aire (Alfaro Soto, 2008). Este fenómeno también puede ocurrir en obras geotécnicas ingenieriles como muros de contención, presas de tierra y diques, terraplenes, entre otros. En esos lugares, son necesarias nuevas formulaciones para entender los comportamientos de esos suelos, así como nuevas metodologías para ensayarlos (Wolle, 2004).

Como se aprecia en la Figura 1.2, 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 (Fredlund, 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 como las mencionadas anteriormente.

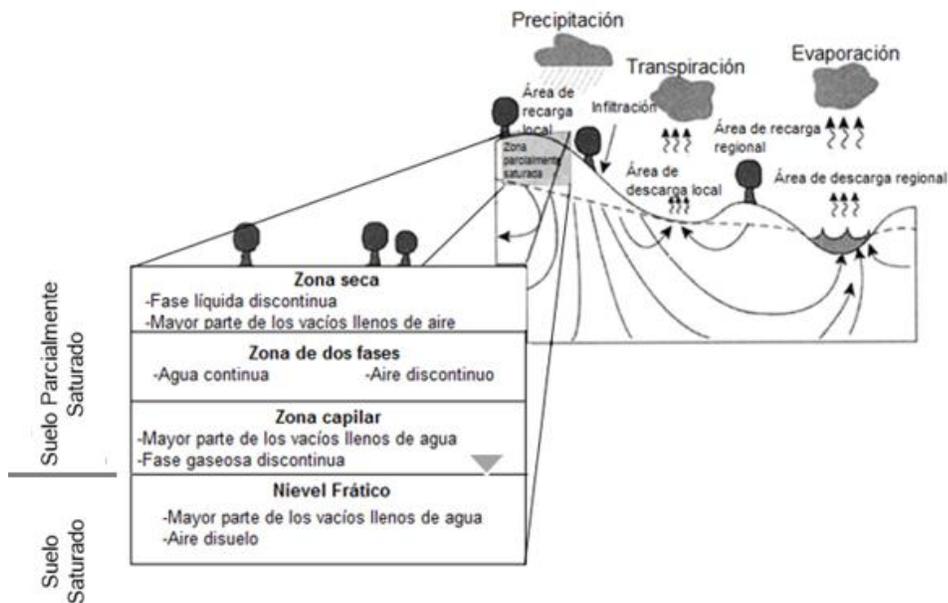


Figura 1.2 Localización de la zona parcialmente saturada. (Fredlund, 2005)

La mayoría de los autores se refieren a los suelos parcialmente saturados como un sistema trifásico:

- Fase sólida: La estructura de las partículas sólidas es especialmente importante en el caso de suelos en estado no saturado debido a la influencia que tiene en el estado de esfuerzos la interface entre dichas partículas, el agua y aire.
- Fase líquida: La fase líquida está compuesta fundamentalmente por agua. Químicamente esta agua se puede clasificar en tres tipos: el agua higroscópica (adsorbida en la partícula o formando parte de la capa doble difusa) que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas; el agua capilar, condicionada por las fuerzas capilares del suelo, y el agua gravitacional, que puede ser separada en condiciones de drenaje libre por gravedad. Las dos últimas son las que se pueden mover por acciones hidrodinámicas (agua libre) (Lambe, 1958).
- Fase gaseosa: La fase gaseosa está fundamentalmente compuesta por aire.

Según Fredlund (2005), hay fuertes razones que justifican la inclusión de una cuarta fase independiente conocida como piel contráctil o interface aire-agua. Fredlund plantea que la piel contraíble actúa como una delgada membrana entretejida a lo largo de los vacíos del suelo, actuando como una partición entre las fases de agua y aire y que es la interacción de la piel contráctil con la estructura del suelo quien causa que un suelo parcialmente saturado varíe su volumen y su resistencia al corte. Terzaghi (1943) sugiere que la membrana pudiera estar en el orden de 10⁻⁶ mm de espesor. En este trabajo, no se tomará en cuenta la existencia de la membrana contráctil ya que no se cuentan con los medios necesarios para su medición.

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 & Garnica Anguas, 2002) .

1.2.1 Succión en suelos parcialmente saturados

La succión es un término asociado 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:

$$\Psi = s_m + s_o \quad (1.1)$$

El primer término de la expresión es la succión matricial, quien está asociada a los fenómenos capilares que ocurren en el suelo: Inmediatamente por encima del nivel freático, en la zona no saturada, ocurre una camada capilar con un grado de saturación de aproximadamente 100% y que puede tener una espesura variable de hasta 10m en función del tipo de suelo. Por encima de esa capa, el agua asciende hasta una altura determinada como consecuencia de la ascensión capilar que se produce debido a la atracción entre las moléculas de agua y suelo y a la tensión superficial del agua. La ascensión capilar en los suelos depende del tamaño de los poros: a menor diámetro de los poros mayor será la ascensión capilar. Es en esta zona donde se producen presiones negativas del agua con respecto al aire, lo cual provoca presiones intersticiales negativas. De acuerdo con (Torres Hernandez, 2011) la diferencia entre esas 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.

La succión matricial (s_m) es igual a la total cuando el agua del suelo es idéntica al agua pura o a una solución con la misma composición del agua del suelo, por lo que el efecto de la ósmosis se anula, quedando apenas el efecto de la matriz del suelo (capilaridad y adsorción). Por otro lado, la succión osmótica (s_o), es igual a la succión total cuando el suelo se encuentra saturado, o sea, cuando la componente matricial no ocurre, actuando solo el efecto de la concentración de los solutos (composición química del agua).

Según Fredlund (2005), aunque la succión total y la succión osmótica son de interés, es la succión matricial 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. De esta manera, la succión matricial es una de las dos variables de estado independientes propuestas por Fredlund y Morgenstern durante la década de 1970 para describir el estado tensional de los suelos parcialmente saturados siendo la segunda variable el esfuerzo efectivo.

1.2.2 Curva característica

La curva característica del suelo es la relación gráfica que se establece entre la succión y la humedad del suelo que puede estar expresada en términos de grado de saturación, humedad gravimétrica o humedad volumétrica. Según (Fredlund et al., 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.

En otras palabras, la función del contenido volumétrico de agua describe la capacidad del suelo para almacenar agua bajo cambios en las presiones matriciales.

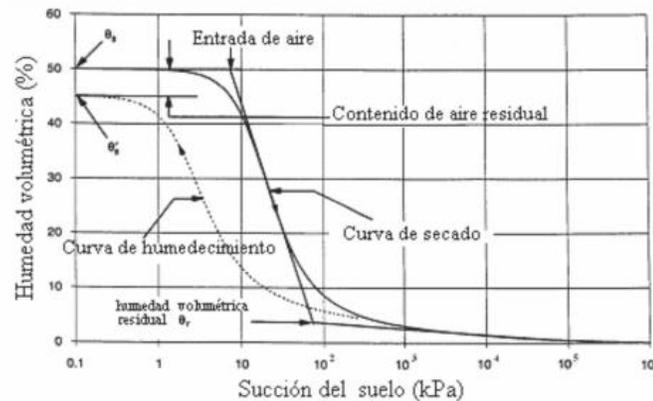


Figura 1.3 Elementos de la curva característica del suelo (Alfaro Soto, 2004)

Como se muestra en la Figura 1.3, la curva característica está compuesta por dos ramas como resultados de las dos formas existentes para su obtención en el laboratorio: humedecimiento y secado. La rama de humedecimiento se obtiene añadiendo a la muestra la cantidad de agua necesaria para alcanzar la saturación deseada a partir de la variación de la humedad; mientras que en el caso de la rama en secado, se satura primeramente la muestra para luego dejarla secar hasta que esta tenga 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 (θ_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:

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

Donde

α_v = coeficiente de compresibilidad

e_0 = índice de poros inicial

Otro aspecto clave de la curva característica del suelo es el contenido residual de agua, a partir del cual un mayor incremento de la succión no produce cambios significativos en el contenido de agua. Es posible eliminar el agua a un estado menor que el valor del contenido de agua residual, pero este proceso es controlado por la evaporación y/o por las fuerzas osmóticas.

A manera de ejemplo, se considera a continuación las diferencias entre las curvas características para arena, cieno y arcilla. Como se puede apreciar en la Figura 1.4, en los suelos arcillosos la salida del agua es más lenta producto de la distribución granulométrica de los suelos cohesivos donde los poros están formados por tubos capilares alargados y finos que atrapan un mayor contenido de agua. En el cieno, existe menor tendencia a la retención del agua debido a que en su forma de yacencia presenta un elevado grado de saturación; mientras que, en las arenas, la adsorción es muy poca y, por tanto, el agua drena rápidamente y las succiones son muy bajas.

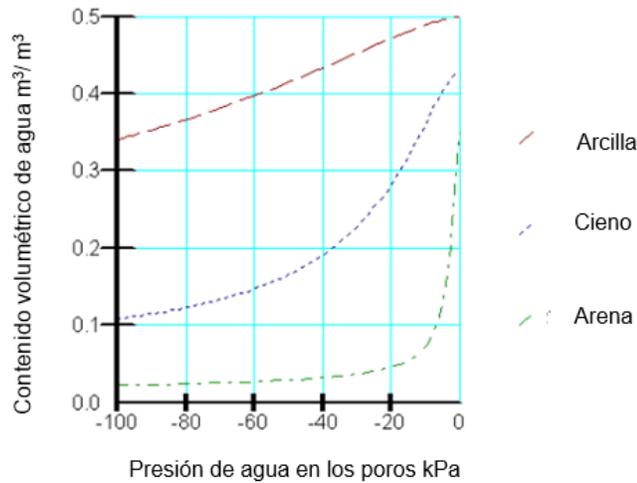


Figura 1.4 Curvas características de arcilla, cieno y arena (Krahn, 2004a)

1.2.3 Técnicas de medida de la succión

La manera más general para clasificar los métodos de medición de succión es separarlos en métodos directos e indirectos. Los métodos directos a su vez, incluyen dos formas diferentes de control de la succión:

- Por transferencia de vapor.
- Por transferencia predominante de agua líquida.

Por otro lado, 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.

Dentro de los métodos directos, la técnica de transferencia de vapor se implementa controlando la humedad relativa dentro de un sistema termodinámicamente cerrado, transfiriéndose únicamente vapor con el suelo. La humedad relativa es controlada mediante disoluciones acuosas, utilizando solutos no volátiles (disoluciones salinas) o volátiles (disoluciones de ácidos) y se relaciona con la succión total (Ψ) mediante la ecuación psicométrica (Fredlund & Rahardjo, 1993). Esta técnica se puede realizar por simple difusión, colocando la muestra en un recipiente cerrado, o en un sistema de convección forzada de aire, donde se transporte el vapor, ya sea pasando por los contornos de la muestra o atravesándola. Este último procedimiento es el más eficiente, aunque está limitado a estados con continuidad de aire, generalmente asociados a grados de saturación $S_r < 0.90$ (Barrera Bucio & Garnica Anguas, 2002)

Las técnicas que utilizan la transferencia de agua líquida permiten obtener la succión matricial y la succión osmótica, entre las más conocidas se encuentran el control con traslación de ejes seguida de los métodos con técnica osmótica y las técnicas con pulso de agua. Mediante dichas técnicas se pueden controlar succiones de hasta 14MPa (Melo Zabala, 2010). La técnica de traslación de ejes está basada en la técnica propuesta por Hilf en 1956 y es utilizada para medir presiones de agua en suelos parcialmente saturados donde necesariamente debe existir una fase de aire continua (grado de saturación $S_r < 0.95$) o de lo contrario, la existencia de aire ocluido en la muestra de suelo se traduciría en una sobrestimación de valores de succión (Alfaro Soto, 2004). 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 mientras que en el segundo procedimiento ocurre lo contrario. Para utilizar esta técnica es necesario usar elementos separadores entre la fase gaseosa y la fase líquida, estos elementos pueden ser membranas de acetato o piedras cerámicas de alto valor de entrada de aire. Al aplicar un cambio incremental en el valor de la succión matricial, se registra un cambio en el contenido volumétrico de agua de la muestra. Autores como (Jimenes, 1993) no recomiendan esta técnica para valores de succión menores que 10kPa.

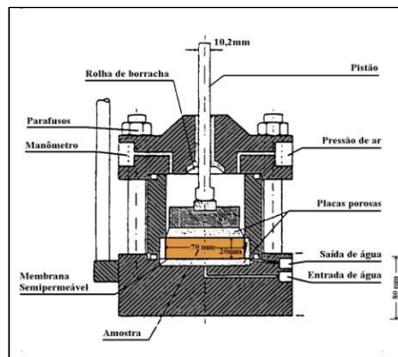


Figura 1.4 Edómetro con control de succión basado en la técnica de traslación de ejes (Alfaro Soto, 2004)

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.

Dentro de ellos es el papel de filtro uno de los más difundidos y el más utilizado en Cuba. La técnica consiste en colocar un papel de filtro con características de retención conocidas en un ambiente hermético junto con la muestra de suelo. Dado el contacto entre el papel capaz de

retener humedad y el suelo, ocurre una migración de agua hasta establecerse un equilibrio de potencial (Alfaro Soto, 2004). Este método ha demostrado ser 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.

1.2.4 Métodos de simulación de la curva característica del suelo

La obtención de la curva característica es vital para resolver problemas ingenieriles o diseñar en un suelo parcialmente saturado ya que a partir de ella se pueden inferir otras propiedades muy importantes 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 (Rahardjo et al., 1995)

Una vez obtenida la curva característica de manera experimental, se emplean métodos de ajuste para corregir las irregularidades producto de la obtención de dicha curva en el laboratorio y con el objetivo, además, de prolongar su extensión. (Ng 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. En la Tabla 1.2 se ofrece un resumen cronológico de dichos métodos. De ellos, serán empleados en esta investigación Fredlund & Xing (1994) y Gallipoli (2003) debido a que marcan períodos en el desarrollo de la mecánica de suelos parcialmente saturados y a que mediante ellos, es posible obtener los parámetros de resistencia del suelo parcialmente saturado a partir de los obtenidos para el suelo saturado a través de expresiones que consideran la influencia de la succión.

- Ajuste de Fredlund

$$c_{unsat} = c_{sat} + (u_a - u_w) \tan \Phi^b \quad (1.4)$$

$$\Phi_{sat} = \Phi_{unsat} \quad (1.5)$$

Donde c_{sat} es la cohesión efectiva, $(u_a - u_w)$ es la succión matricial y Φ^b es el ángulo definido por la rotación de incremento del esfuerzo normal respecto a la succión experimentada por el suelo, que indica la tasa de aumento de la resistencia al corte relativo a la succión matricial, cumpliéndose siempre que $\Phi^b < \Phi_{unsat}$ (García Tristán, 2015)

Siendo entonces

$$\Phi_b = \arctan(S_r \tan \Phi_{sat}) \quad (1.6)$$

Donde S_r es el grado de saturación y Φ_{sat} es el ángulo de fricción interna.

- Ajuste de Vanapalli

$$c_{unsat} = c_{sat} + (u_a - u_w)_b * (\tan \Phi_{sat} - S_r^{\Psi} \tan \Phi_{sat}) + (u_a - u_w)_{AVR} S_r^{\Psi} \tan \Phi_{sat} \quad (1.7)$$

$$\Phi_{unsat} = \Phi_{sat} + \Psi_d \quad (1.8)$$

Donde Ψ es el factor de ajuste del modelo y depende del índice de plasticidad del suelo (IP), $(u_a - u_w)_b$ es el valor de entrada de aire de la curva característica del suelo y $(u_a - u_w)_{AVR}$ es el valor de la succión del intervalo a analizar.

Tabla 1.1 Resumen de métodos para la simulación de la curva característica

No.	Nombre	Ecuación	Parámetros
1	Gardner (1958)	$\omega(\psi) = \frac{\omega_s}{1+a\psi^n} \quad (1.4)$ <p>ω=Contenido volumétrico de agua ω_s= Contenido volumétrico de agua en el punto de saturación ψ= 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.</p>	a, n
2	Brooks y Corey (1964)	$\omega(\psi) = \omega_s \text{ para } \psi \leq \psi_{ae} \quad (1.5)$ $\omega(\psi) = \omega_s \left(\frac{\psi}{a}\right)^{-n} \text{ para } \psi > \psi_{ae} \quad (1.6)$	a, n
3	van Genuchten (1980)	$\omega(\psi) = \frac{\omega_s}{[1+(a\psi)^n]^m} \quad (1.7)$ <p>m= parámetro del suelo relacionado con el contenido residual de agua</p>	a, m, n

4	Frendlund y Xing (1994)	$\omega_{\omega} = C(\psi) \frac{\omega_s}{\left[\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right]^m} \quad (1.8)$ <p>C= Factor de corrección para asegurar que la función tome valores de succión entre 0 y 1000000kPa.</p>	a, n, m
5	Feng y Frendlund (1999)	$\omega(\psi) = \frac{\omega_s b + c \psi^d}{b + \psi^d} \quad (1.9)$	b, c, d
6	Pererira y Frendlund (2000)	$\omega(\psi) = \omega_r + \frac{\omega_s - \omega_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{c} \right)^b \right]^a} \quad (1.10)$	a, b, c, ω_r
7	Método de Gallipoli (2003)	$Sr = \left\{ 1 + \left[\phi(v-1)^{\psi} * s \right]^n \right\}^{-m} \quad (1.11)$	n, m, ψ
8	Kovacs Modificado (2003)	$S_r = S_c + S_a^* * (1 - S_c) \quad (1.12)$ <p>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)</p> $S_a^* = (1 - S_a) + 1z \quad (1.13)$ $S_a = aC_{\psi} \frac{\left(\frac{h_{co}}{\psi_n} \right)^{2/3}}{e^{1/3} \left(\frac{\psi}{\psi_n} \right)^{1/6}} \quad (1.14)$ <p>h_{co}= la capilaridad mayor ascendente (cm) determinada para suelos capilares:</p> $b(cm^2) = \frac{0.75}{1.75 \log C_{\psi} + 1} \quad (1.15)$	a, n, m, ψ
9	Gilson y Frendlund (2004)	$\omega(\psi) = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_b \psi_{res}}} \right)^a} + S_2 \quad (1.16)$ (1.17) <p>S_i</p> $= \frac{\tan \theta_i (1 + r_i^2) \ln \left(\frac{\psi}{\psi_i^a} \right)}{1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i} + (-1)^i$ $* \frac{1 + \tan^2 \theta_i}{1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i} \sqrt{r_i^2 \ln^2 \left(\frac{\psi}{\psi^2} \right) + \frac{a^2 (1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)}{1 + \tan^2 \theta_i}}$	Ψ , a, θ

1.3 Presas de Tierra. Clasificación

Desde épocas muy remotas los hombres han tratado de buscar vías para poder almacenar el agua y a lo largo del desarrollo de la humanidad se podrían citar varios ejemplos de ello, pero no es hasta el siglo pasado, 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 (Quevedo Sotolongo, 2014). Las presas han tenido un gran impacto en el bienestar de la sociedad debido la gran variedad de funciones que desempeñan como por ejemplo suministro de agua para las ciudades y el sector agrícola, generación de energía, control de inundaciones y recreación.

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 et al., 2012)

Dentro de las presas de materiales sueltos, son las presas de tierra aquellas en las que el volumen principal de su cuerpo se compone fundamentalmente por suelos arcillosos, arenas arcillosas o limos. Según su manera de resistir el empuje de las aguas pueden clasificarse como presas de gravedad ya que su propio peso es el encargado de resistir las fuerzas que actúan sobre ellas (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987). De acuerdo a Armas Novoa & Horta Mestas (1987) y Palavecino Ramos (2015) la sección de una presa de tierra de acuerdo a los materiales utilizados puede ser:

- Sección homogénea: Están constituidas por un solo tipo de material (arcilla, arena arcillosa, limo, etc.) y por otros materiales que no contribuyan a la estabilidad de la presa como el enrocamiento en el talud aguas arriba y la protección de la corona.

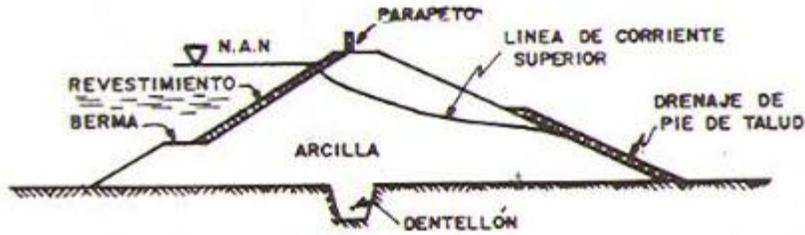


Figura 1.5 Presa de tierra de sección homogénea (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987)

- Sección graduada: Las presas con este tipo de sección están formadas por distintos materiales en un orden determinado y con espesor definido. Pueden ser de pantalla o de núcleo dependiendo de la posición del material impermeable (arcilla).

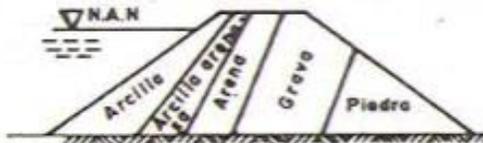


Figura 1.6 Presa de tierra de sección graduada (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987)

- Sección mixta: Son presas que constan de dos materiales: uno impermeable y otro resistente, con capas de filtro entre uno y otro. Pueden ser también de pantalla y de núcleo, tierra, piedra y enrocamiento.

En esta investigación se modelará una presa de tierra de sección homogénea debido a la simplicidad de su concepción estructural.

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 como ya se explicará más adelante.

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 1.2 Predimensionamiento de taludes en presas de tierra (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987)

Altura de la presa 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 1.3 Valores mínimos del ancho de la corona en presas de tierra (Armas Novoa & 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 & Horta Mestas, 1987)

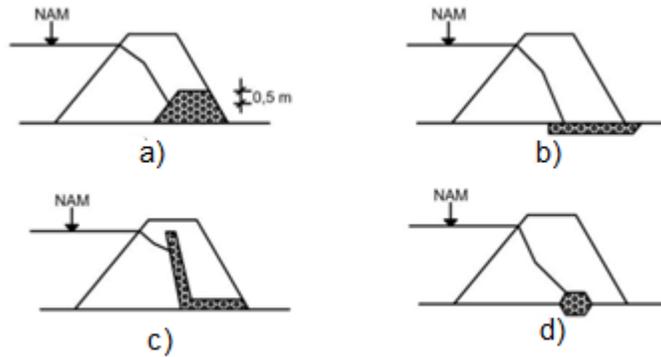


Figura 1.7 Tipos de drenajes en presas de tierra: (a) Prisma de drenaje, (b) Colchón de drenaje, (c) Drenaje de franja, (d) Drenaje central (Flores Berenguer, 2016)

- a) Uno de los drenes más utilizados en presas de materiales locales, y en particular de sección homogénea, es el prisma de piedra en el pie del talud aguas abajo ya que aumenta considerablemente la estabilidad del mismo cuando la presa se apoya en una base rocosa, al estar situado el prisma en el lugar por donde pasará la superficie de falla potencialmente más peligrosa. Este tipo de dren tiene como inconveniente lo difícil que resulta su reparación en caso de oclusión de los filtros y que, además, al penetrar poco en la pantalla de la presa, contribuye poco a reducir el volumen de material saturado en el talud aguas abajo.
- b) El colchón de drenaje es uno de los drenes más efectivos en reducir el volumen de material saturado en el talud aguas abajo y al controlar la salida de las filtraciones por la base de la presa. En el diseño de estos drenes se debe utilizar un elevado factor de seguridad y se debe llevar a cabo un control riguroso de la ejecución ya que, de producirse una oclusión, son imposibles de reparar y la presa estaría sometida a filtraciones para las cuales no fue diseñada y que difícilmente podría soportar.
- Los autores recomiendan un espesor mínimo de 0.8m para los colchones de drenaje y una longitud mínima igual a $L_c = 3H$ para presas de altura menor a 20m.
- c) Los drenes de franja son una alternativa a los colchones de drenaje. Están compuestos por piedras, tuberías o galerías prefabricadas, que se colocan en el cimiento a una distancia deseada del pie del talud aguas abajo y con una pendiente determinada, impidiendo que la línea de corriente superior salga al talud. El agua recolectada es evacuada aguas abajo por medio de los colectores.
- d) El drenaje central se utiliza en presas homogéneas para abatir totalmente el agua de filtración y alejarla del talud aguas abajo y su construcción puede ser costosa y complicada. Están compuestos por un núcleo de material permeable unido a un colchón de drenaje. La altura mínima del drenaje central no deberá ser menor que el N.A.N.

1.4 Estabilidad de taludes y deslizamientos

Se denomina talud a cualquier inclinación permanente del terreno con respecto a la horizontal, que puede ser natural (ladera) o artificial.

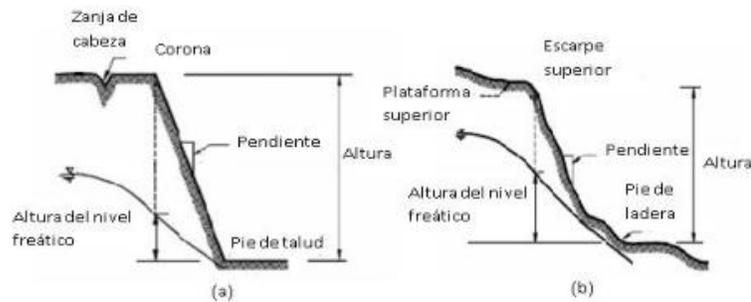


Figura 1.8 Tipos de taludes: (a) talud artificial, (b) ladera (Flores Berenguer, 2016)

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 & Horta Mestas, 1987)

Puede decirse que un talud ha fallado cuando se produce un deslizamiento del suelo que lo conforma. Estos deslizamientos pueden ser superficiales o movimientos del cuerpo del talud (Flores Berenguer, 2016). Los deslizamientos superficiales no ocurren de manera repentina sino en un largo período de tiempo cuando el material que se encuentra en la superficie exterior del talud se desliza hacia abajo. El segundo caso se produce cuando el deslizamiento provoca una transición brusca entre la superficie exterior y el cuerpo del talud a través de una superficie generalmente circular conocida como superficie de falla.

Quevedo (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

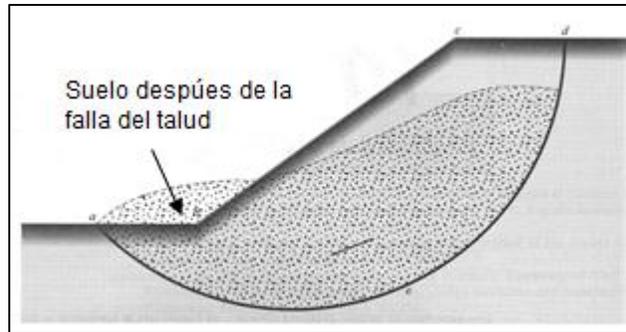


Figura 1.9 Deslizamiento de talud (Das, 2001)

Ambos fenómenos están estrechamente relacionados con la ocurrencia de precipitaciones, ya que al producirse un aumento en la humedad del suelo disminuye la succión y la tensión efectiva, y, por tanto, la estabilidad del talud. En las presas de tierra, a la posible presencia de las precipitaciones es necesario añadir el flujo del agua a través de la cortina como consecuencia de la permeabilidad propia del suelo, algo que está condicionado por el nivel de aguas normales y el drenaje utilizado. Es por ello que el análisis de estabilidad de taludes en este tipo de obra se realiza de acuerdo a los tres estados de carga que ellas pueden experimentar, existiendo así tres tipos de falla por deslizamiento fundamentales:

- Deslizamiento durante la construcción

Generalmente, 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 & Horta Mestas, 1987). La velocidad de estos fallos puede ser alta o baja, siempre teniendo en cuenta que ocurre un fallo plástico.

- Deslizamientos aguas abajo durante la explotación del embalse

Esta falla se produce en el talud aguas abajo cuando la presa se encuentra llena de agua y aparecen filtraciones por debajo de la Línea de Corriente Superior en la cortina. 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.

- Deslizamiento por desembalse rápido

Este tipo de fallo ocurre siempre en el talud aguas arriba, cuando se produce un desembalse relativamente rápido. 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 et al., 2013)

1.5 Método del equilibrio límite

Uno de los métodos más relevantes para el análisis de la estabilidad de taludes es el método de equilibrio límite, el cual está estrechamente vinculado al método de las dovelas. La idea de discretizar potenciales superficies de deslizamiento en partes verticales fue introducida a comienzos del siglo XX cuando, en 1916, Petterson presentó el análisis de estabilidad del muelle Stigberg en Gothenberg, Suiza donde se tomó una superficie de deslizamiento circular que fue dividida en partes (Figura 1.10). De esta manera, el análisis de estabilidad se realiza haciendo pasar una superficie de deslizamiento a través de la masa del suelo y dividiendo la porción de suelo inscrita en rebanadas verticales denominadas dovelas. Este enfoque resulta de mucha utilidad en los suelos $c-\phi$, donde los esfuerzos efectivos a lo largo de la superficie de falla no son iguales y por tanto tampoco permanece constante la resistencia a cortante del suelo a lo largo de dicha superficie.

La finalidad del método de equilibrio límite es 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. Las premisas del método son las siguientes:

- El factor de seguridad de los componentes cohesivo y friccional de resistencia son iguales para todos los suelos involucrados.
- El factor de seguridad es el mismo en todas las dovelas.

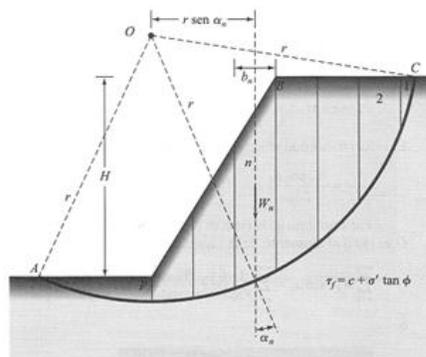


Figura 1.10 Análisis de la estabilidad de un talud mostrando una superficie de falla circular (Das, 2001)

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:

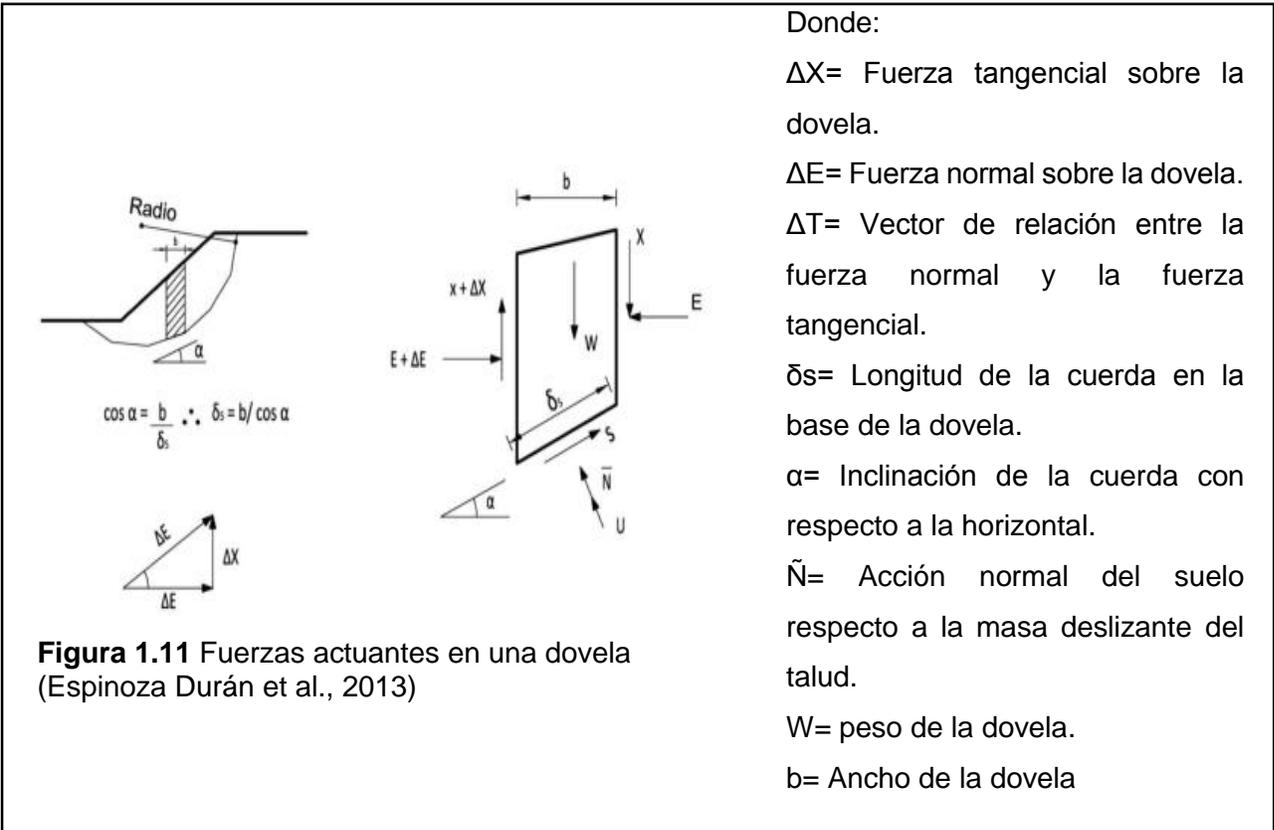


Figura 1.11 Fuerzas actuantes en una dovela (Espinoza Durán et al., 2013)

El método de equilibrio límite y dovelas está basado solamente en los principios de la estática, como se verá a continuación por lo que la relación esfuerzo-deformación no se incluye en el análisis. Esto trae como consecuencia que las variaciones locales del factor de seguridad no puedan ser consideradas y que las distribuciones de esfuerzos no sean muy realistas. Aun así, el método es ampliamente utilizado en la actualidad brindando resultados que, si bien resultan más conservadores que los obtenidos a través de otros métodos numéricos existentes como el de elementos finitos, no son para nada desacertados.

1.5.1 Métodos para la obtención del factor de seguridad

Muchas soluciones técnicas han sido desarrolladas a lo largo de los años para el método de las dovelas. Básicamente, todas son muy similares. La diferencia entre los métodos reside en qué ecuaciones de la estática 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.

El método ordinario de Fellenius (1936) fue el primer método de equilibrio límite desarrollado y presentado en la literatura. El mismo ignoraba todas las fuerzas entre las dovelas y satisfacía solo la ecuación de la estática de equilibrio de momentos. La adopción de estas simplificaciones hizo posible computar un factor de seguridad utilizando cálculos manuales, lo cual era muy importante para la época ya que no había computadoras disponibles.

$$FS = \frac{\sum [c\beta + N \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} = \frac{\sum S_{resistentes}}{\sum S_{movilizadoras}} \quad (1.26)$$

Más tarde Bishop, en 1950, trazó un esquema que incluía las fuerzas normales entre dovelas, pero ignoraba las fuerzas de cortante y satisfacía solamente la ecuación del momento. A pesar de esto, la significación e importancia de este método reside en que, al incluir las fuerzas normales, la ecuación del factor de seguridad pasó a ser no lineal pues requería de un proceso iterativo para la obtención de este.

$$FS = \frac{\sum (c\beta + W \tan \phi) \left\{ \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \alpha}{FS} \right\}}{\sum W \sin \alpha} \quad (1.27)$$

Como se aprecia en la ecuación, el factor de seguridad aparece en ambos miembros, por lo que es necesario asumir un primer factor de seguridad para resolver la ecuación. Se inicia así un proceso iterativo que se repite hasta que el factor de seguridad obtenido se encuentre en el intervalo de tolerancia especificado con respecto al factor de seguridad anterior.

El método simplificado de Janbu (1954) es similar al de Bishop, ya que incluye las fuerzas normales entre dovelas y excluye las de cortante, la diferencia está en que satisface la ecuación de equilibrio de las fuerzas horizontales en lugar de la ecuación de momento.

$$FS = \frac{f_0 \sum \left\{ (cb + W \tan \phi) \frac{1}{\cos \alpha + m \cdot a} \right\}}{\sum W \tan \alpha} \quad (1.28)$$

Janbu considera que no todas las superficies de falla son circulares e introduce un factor de corrección f_0 que tiene en cuenta la curvatura de la superficie de falla como se muestra a continuación:

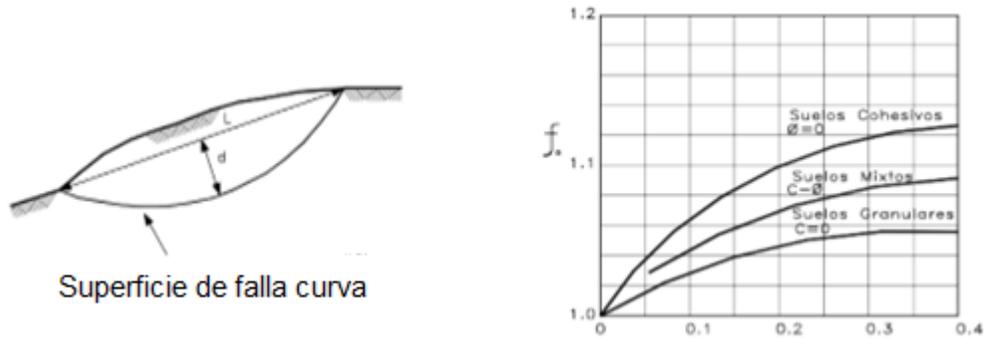


Figura 1.12 Superficie de falla de Janbu (Espinoza Durán et al., 2013)

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:

$$X = E\lambda f(x) \quad (1.29)$$

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

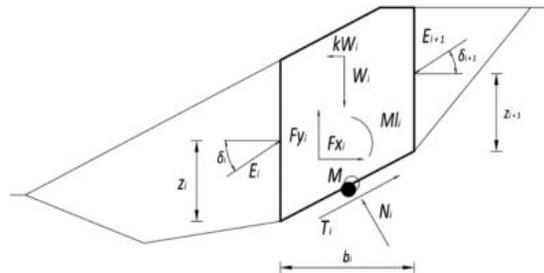


Figura 1.14 Esquema estático de método de Spencer (Espinoza Durán et al., 2013)

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

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (1.30)$$

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:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_S}(W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_S} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_S + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_S} \right]} \quad (1.31)$$

R= radio del arco del círculo

Θ = Ángulo de inclinación de la fuerza Q_i respecto a la horizontal.

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

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

$$\sum(Q_i \sin \theta) = 0 \quad (1.33)$$

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

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 ente 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.

Ecuación de fuerzas:

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \tan \phi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \tan \alpha \frac{dE}{dx} - \sin \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \tan \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right) \quad (1.34)$$

Ecuación de momentos:

$$X = \frac{d(E\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx} \quad (1.35)$$

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

La determinación de la superficie de deslizamiento más crítica, o sea, aquella que brinda el mínimo factor de seguridad, es un proceso iterativo que, de realizarse manualmente, puede resultar engorroso. Para facilitar este trabajo existen varios métodos como el de Ostrovski que permiten precisar el área donde se buscará el centro crítico y el radio a utilizar. En la Tabla 1.4 se muestran los radios recomendados para emplearlo:

En la figura 1.15 se muestran los principales elementos del método, el cual consiste en tomar como centro los puntos A y B y con R_m 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 radio en M y con radio $\frac{1}{2}SM$ se traza un arco que pase por N. El centro crítico se encontrará en la recta 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 $R_{m\acute{a}x}$ y $R_{m\acute{i}n}$.

Tabla 1.4 Radios recomendados para el emplear el método de Ostrovski (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987)

Talud	R/H			
	1:1	1:2	1:3	1:4
R_m	1,65	1,95	2,6	3,6
$R_{m\acute{a}x.}$	2,2	2,5	3,3	4,7
$R_{m\acute{i}n.}$	1,1	1,4	1,9	2,5

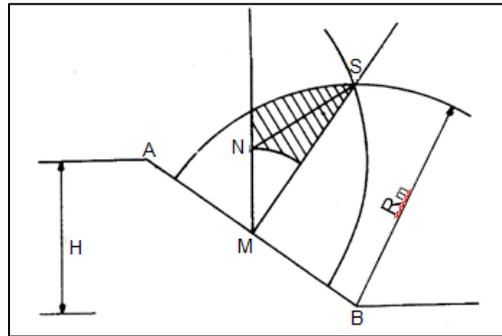


Figura 1.15 Elementos del método de Ostrovski (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987)

1.6 Filtraciones en presas de tierra

Como se mencionó anteriormente, uno de los factores que influye en la estabilidad de taludes es la presencia de agua en el suelo. De acuerdo con Flores-Berrones (2005), los efectos del flujo del agua sobre los taludes pueden ser:

- La erosión interna (tubificación) por remoción de las partículas del suelo, pudiendo originar conductos de agua que, al agrandarse rápidamente, pueden originar la falla de la cortina.
- Aumento en las presiones de agua que conducirá a la disminución de esfuerzos efectivos y, por tanto, la disminución de la resistencia a cortante del suelo.
- Aumento de las fuerzas de flujo que, aunadas a la fuerza de gravedad, pueden hacer que el factor de seguridad disminuya considerablemente hasta producir la falla.

Por lo tanto, es evidente la importancia que tiene en las presas de tierra el estudio de las filtraciones a través de la cortina de la presa y la red de flujo que estas generan. En el epígrafe 1.2, se menciona que el agua que está presente en un suelo puede ser absorbida, capilar o libre.

La teoría de las redes de flujo en presas de tierra se aplica precisamente al agua libre o gravitacional que se encuentra debajo del nivel freático.

1.6.1 Teoría de la línea de corriente superior. Condiciones de entrada y salida

Como se observa en la Figura 1.16, la red de flujo está compuesta por las líneas equipotenciales y las líneas de flujo. Las primeras unen todos los puntos de una región con igual carga hidráulica y la segunda representa la trayectoria real y física que sigue el agua a través de la región del flujo, desde la zona de mayor potencial a la zona de menor potencial, y entre ellas se forman los canales de flujo.

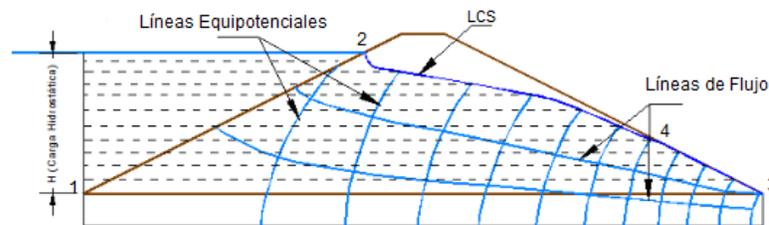


Figura 1.16 Red de flujo en presa de tierra (Tenreiro, 2003)

La particularidad del flujo libre en presas de tierra radica en que, en la zona del flujo, una de las fronteras no es conocida. La línea 1-2 en la Figura 1.16 es una línea equipotencial donde se produce el contacto entre el agua y el suelo permeable, mientras que la línea 1-3 es una línea de flujo. Ambas son fáciles de determinar, no siendo así para las restantes fronteras de la región. Como se aprecia en la figura, por debajo de la línea 2-4 la cortina de la presa se encuentra en estado saturado y por encima de ella, salvo una estrecha región capilar, el suelo se encuentra en estado seco (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987). A esta línea se le conoce como Línea de Corriente Superior (LCS) y es a la vez una línea de flujo y una línea equipotencial donde todas las presiones son iguales a cero. La línea 4-3 es de equipresión correspondiente a la presión atmosférica y se puede determinar fácilmente si se conoce el punto 4, por lo que es la determinación de la LCS la clave para delimitar la región del flujo.

A continuación, se muestran los tres casos que se pueden presentar en cuanto a la forma de la entrada de la LCS en presas de tierra, en función del ángulo de inclinación del talud aguas arriba:

Tabla 1.5 Condiciones de entrada de la línea de corriente superior

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°
$\theta = 90^\circ$	90° (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:

Tabla 1.6 Condiciones de salida de la LCS

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

1.6.2 Métodos para la determinación de la línea de corriente superior

- Teoría de Dupuit

En 1863 J. Dupuit estableció las bases para una solución aproximada para problemas de flujo no confinado. Las hipótesis 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.

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:

$$q = \frac{k}{2s}(h^2 - h_0^2) \quad (1.36)$$

Como se observa en la Figura 1.17, 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.

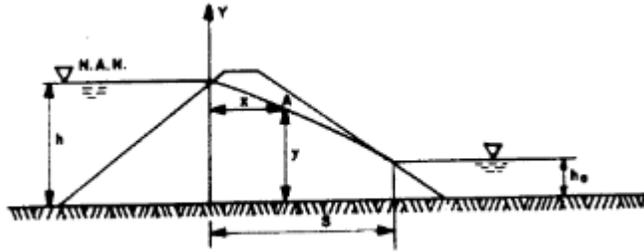


Figura 1.17 Línea de Corriente Superior en la teoría de Dupuit (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987)

- Solución de Schaffernak y Van Iterson para la LCS

Schaffernak y Van Iterson propusieron en 1916, de manera independiente, determinar la posición de la LCS y mantener las dos hipótesis de Dupuit, pero imponiendo la condición de salida correcta para el caso de tirante nulo aguas debajo de la presa (Cardona et al., 2012) :

$$a = \frac{d}{\cos \theta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \theta} - \frac{h^2}{\sin^2 \theta}} \quad (1.37)$$

La expresión 1.37 permite calcular el valor de a y situar el punto 4 de la LCS siendo θ 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:

$$q(d - x) = k \frac{h^2 - y^2}{2} \quad (1.38)$$

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

$$q = k * a * \sin \theta * \tan \theta \quad (1.39)$$

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

- Solución de J. Kozeny para la LCS:

En 1931, J. Kozeny propuso una solución rigurosa para el caso en que el ángulo $\theta=180^\circ$. Esta solución retoma la teoría de Dupuit al plantear que el gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la LCS. Las conclusiones finales de esta solución plantean que las líneas equipotenciales y de flujo son una familia de parábolas de foco común A y la ecuación para determinar la LCS está referida a un sistema de ejes rectangulares en el origen de este foco:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (1.40)$$

Donde y_0 es la ordenada en el origen de coordenadas de la línea de corriente superior.

- Solución de A. Casagrande para la línea de corriente superior:

Arthur Casagrande (1925-1940) extendió la solución rigurosa de Kozeny para arribar a soluciones aproximadas, pero de alta valor práctico, útiles para todos los casos en que el ángulo θ se encuentre entre los valores de 60° a 180° . 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 la entrada y salida de la curva a los taludes aguas arriba y aguas abajo respectivamente, a fin de lograr que la línea trazada satisfaga ambas condiciones.

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:

- Estado de Final de construcción:

Para el análisis de la estabilidad de taludes en este caso, en la resistencia a cortante del suelo se utilizan los parámetros C_R y ϕ_R obtenidos del ensayo de corte directo. De acuerdo con (Velázquez Sentmanat, 2016), 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.

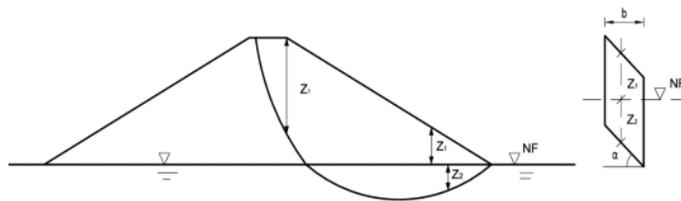


Figura 1.18 Esquema del talud a final de construcción (Espinoza Durán et al., 2013)

- Etapa de operación:

Durante esta etapa se han disipado las presiones de poros 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 en tensiones efectivas (Espinoza Durán et al., 2013)

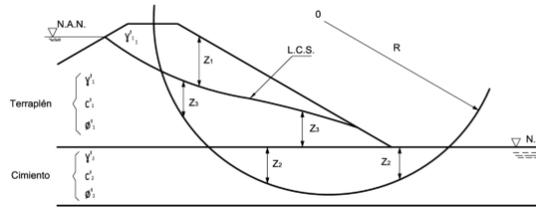


Figura 1.19 Esquema del talud en la etapa de operación (Espinoza Durán et al., 2013)

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. Para disminuir el tiempo del análisis se pueden introducir algunas modificaciones como, por ejemplo, considerar que la red de flujo se establece solo encima del nivel estático y que por debajo de este $i=0$. Esto permite utilizar el peso sumergido para el suelo que se encuentra debajo del nivel estático, donde el agua se considera en equilibrio y, por tanto, $u=U_h$.

- Etapa de desembalse rápido:

Cuando se produce 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, siendo estas la presión por consolidación, la presión hidrostática y la presión por infiltración. En este caso, se considera que, después del desembalse, por debajo del nivel del agua el gradiente es igual cero por lo que se puede considerar solo el peso sumergido del suelo para tener en cuenta las presiones de poros hidrostáticas en 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.

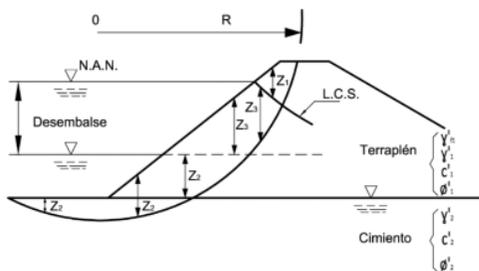


Figura 1.20 Esquema de un talud aguas arriba durante el desembalse rápido (Espinoza Durán et al., 2013)

1.8 GeoStudio 2007

Los softwares de estabilidad de taludes se volvieron económicamente viables con el surgimiento de las computadoras personales en la década de 1980 y la utilidad actual de estos productos hacen que su uso sea hoy rutinario en la práctica ingenieril ya que permiten lidiar con complejas estratigrafías, condiciones de agua en los poros altamente irregulares, varios modelos lineales y no lineales de resistencia al corte, casi cualquier forma de superficies de deslizamiento, cargas concentradas y refuerzos estructurales, además, la visualización gráfica de los detalles computados, contribuye a un mejor entendimiento de los métodos.

SLOPE/W ha estado en el mercado desde 1977 y fue el primer software geotécnico comercialmente disponible para el análisis de estabilidad de taludes. El código original fue desarrollado por el Profesor D.G. Fredlund en la universidad de Saskatchewan. SLOPE/W es un componente en una *suite* de productos geotécnicos llamada GeoStudio, de la cual se emplearán también en esta investigación SIGMA/W y SEEP/W. Uno de los rasgos más poderosos de este acercamiento integrado es la posibilidad de migrar resultados de un análisis a otro. Esto posibilita que se incluyan y especifiquen más características a las condiciones iniciales de cada análisis con el objetivo de ampliar el espectro de los problemas de estabilidad y obtener resultados más precisos.

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. Ambos utilizan para brindar sus soluciones el método de elementos finitos, el cual consiste en dividir la masa del suelo en pequeños elementos discretos. Estos elementos pueden ser triangulares, cuadrados o polígonos y su tamaño varía en dependencia del nivel de precisión requerido en el análisis como se observa en la Figura 1.21

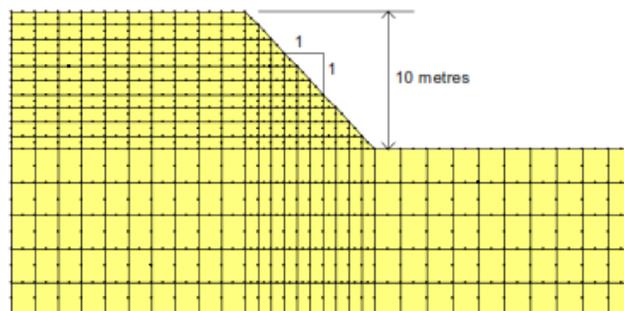


Figura 1.21 Malla de elementos finitos (Fuente: Krahn, 2004)

Conclusiones Parciales

- En las obras geotécnicas existen muchos casos en los que no se alcanza la saturación total del suelo, por lo que es necesaria la incorporación de la mecánica de suelos parcialmente saturados a la práctica ingenieril para aprovechar mejor los aportes estructurales del suelo.
- Para la caracterización de los suelos parcialmente saturados el estudio de la succión y la curva característica es de suma importancia. Para su obtención, la técnica del papel de filtro es la que más se adecua a las condiciones cubanas, y los parámetros que se obtienen hacen que sea más aconsejable utilizar los métodos de ajuste de Van Genuchten (1980), Fredlund y Xing (1994).
- Una de las aplicaciones de la mecánica de suelos parcialmente saturados son las presas de tierra donde la estabilidad de taludes se encuentra afectada por el fenómeno de las filtraciones que modifica las propiedades mecánicas del suelo.
- En el caso de presas de tierra, es necesario realizar el análisis de estabilidad de taludes en las etapas de final de construcción y de explotación para considerar el efecto de las tensiones totales y las tensiones efectivas, respectivamente.
- El enfoque integrado del GeoStudio 2007 en lo que se refiere a estado tenso-deformacional, filtraciones y estabilidad de taludes, brinda muchas posibilidades para la modelación y permite que en el diseño y la revisión de obras geotécnicas se obtengan resultados más exactos.

Capítulo II “Propiedades físicas y mecánicas del suelo”

2.1 Introducción

En el presente capítulo se realiza la caracterización del suelo perteneciente a la laguna de Oxidación de la Facultad de Ciencias Agropecuarias, Santa Clara, Villa Clara. Para obtener las características del suelo se realizaron los ensayos correspondientes a granulometría, plasticidad, peso específico, compactación, succión por el método del papel de filtro, consolidación saturada, corte directo y Triaxial Consolidado no Drenado cuyos resultados se mostrarán a continuación. El trabajo de laboratorio involucró la utilización de equipos existentes en los laboratorios de la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA) y la Empresa de Investigaciones de Proyectos Hidráulicos (IPH), ambas ubicadas en la ciudad de Santa Clara.

2.2 Muestreo



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

Se emplearon muestras del suelo correspondiente a la laguna de Oxidación de la Facultad de Ciencias Agropecuarias en una zona cercana a la UCLV, específicamente al norte de esta, geográficamente situado en las coordenadas 613 200 E – 291 850 N de la hoja carta número 4283-III, (Santa Clara, Villa Clara), escala 1:10 000 ICGC. 1980. La zona es llana

hidrogeológicamente, presenta horizontes acuíferos de rocas ígneas ultrabásicas y geológicamente formadas por serpentinitas crisotílicas y peridotitas. Se tomaron 12 sacos de 10 kg de masa del material acopiado en diferentes puntos de la zona de la cantera.

2.3 Granulometría.

La curva granulométrica se obtiene con el objetivo de 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. La distribución de los tamaños de las partículas mayores que 75 μm (retenidos en el tamiz No. 200) se determina mediante el tamizado, mientras que la distribución de los tamaños de las partículas menores que 75 μm (que pasan por el Tamiz No. 200) se determina mediante el proceso de sedimentación, con la utilización de un hidrómetro para asegurar los datos necesarios.

Para la realización de estos ensayos se siguieron las orientaciones de la norma (NC-20, 1999) "Geotecnia. Determinación de la granulometría de los suelos". Los resultados de la granulometría de las muestras de suelo empleadas en la investigación aparecen en el Anexo 1, mientras que en la Figura 2.2 se presenta la curva granulométrica definitiva del suelo.

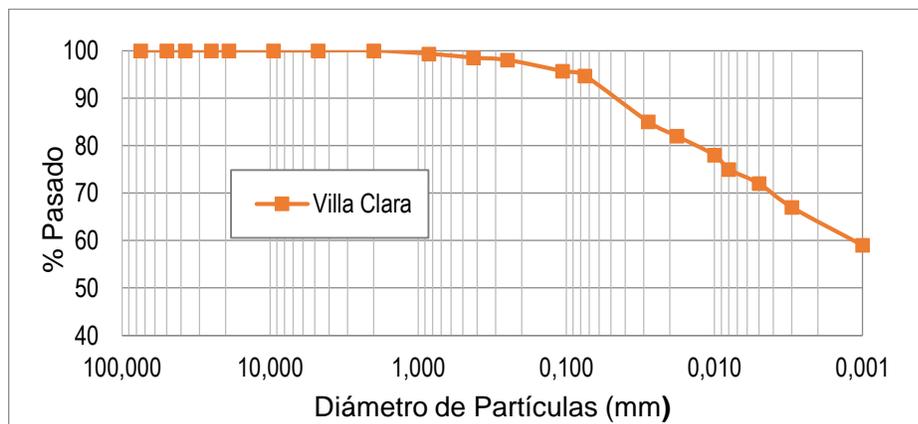


Figura 2.2 Curva granulométrica promedio de las muestras del suelo estudiado

2.4 Límites de consistencia y peso específico

Originalmente Albert Atterberg definió siete "límites de consistencia" de suelos de grano fino. En el uso ingenieril actual, el término generalmente se refiere sólo al límite líquido, al límite plástico y en algunas referencias, al límite de retracción. Estos límites distinguen las fronteras de los

diversos estados de consistencia de los suelos plásticos. De esta manera, el límite líquido es el contenido de agua, en porcentaje, de un suelo en la frontera definida arbitrariamente entre los estados líquido y plástico; mientras que el límite plástico se refiere a la frontera entre los estados plástico y frágil del suelo. Ambos se utilizan para determinar el Índice de Plasticidad del suelo que es el rango de contenido de agua por encima del cual un suelo se comporta de forma plástica. Numéricamente, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Para la realización de estos ensayos se utiliza la porción del suelo que pasa por el Tamiz de 425 µm (No. 40).

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”

Tanto los límites de consistencia como el peso específico de las muestras de suelo analizadas se presentan en los Anexos 2 y 3 respectivamente.

Tabla 2.1. Límites de consistencia y Peso específico del suelo

Parámetros	Villa Clara
Límite Líquido	93
Límite Plástico	29
Índice de Plasticidad	64
Peso específico relativo (Gs)	2,60

A partir de los resultados obtenidos en la granulometría y límites de consistencia del suelo estudiado, se procedió a la clasificación de estos 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	Villa Clara
SUCS	CH (Arcilla alta compresibilidad)
AASHTO	A – 7 – 6 (82)

2.5 Ensayo de compactación

Durante el proceso de compactación, el suelo fue inicialmente humedecido a partir de la condición de secado al aire libre, y compactado usando la energía del Proctor Estándar con el objetivo de obtener los valores de peso específico seco máximo y la humedad óptima, 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 (Anexo 4) teniendo en cuenta la norma (NC-54-141, 1978) "Geotecnia. Proctor Estándar y Proctor Modificado". En la Tabla 2.3 y en la Figura 2.3 se presentan los resultados de la compactación del Proctor Estándar.

Tabla 2.2. Valores de $\omega_{\text{óptima}}$ y $\gamma_{d-\text{máx}}$ del suelo

Parámetros	$\omega_{\text{óptima}}$ (%)	$\gamma_{d-\text{máx}}$ (kN/m^3)
Valor	23.5	12.15

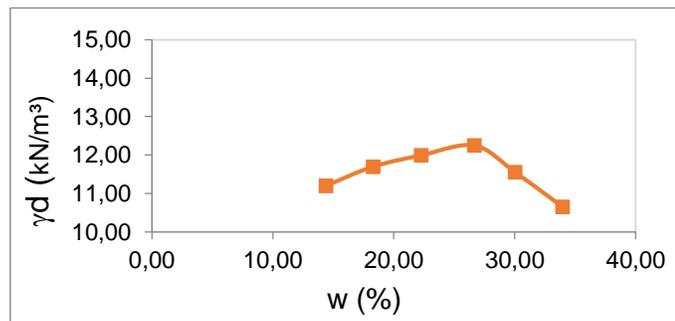


Figura 2.1. Curva de (γ_d vs w) promedio, para la energía Proctor Estándar de las muestras del suelo estudiado

2.6 Succión con papel de filtro

Se decidió emplear la técnica del papel de filtro para la determinación de la curva de retención de agua del suelo en esta investigación, porque dentro de los métodos existentes para medir la succión, el del papel de filtro 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)

Utilizando este método con una humedad en equilibrio se puede obtener la succión ya sea en contacto directo (succión matricial) o indirecto (succión total) en un ambiente a temperatura constante. La cantidad de agua que fluye en fase de vapor hacia el papel de filtro, por ser muy pequeña, no causa modificaciones significativas en las condiciones naturales de la muestra.

Para determinar la succión de las diferentes muestras de suelo (Anexo 5), 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”. Después de conformadas las muestras, la mitad fueron saturadas por capilaridad por un período mínimo de 24h y, una vez que estas no presentaron variación de masa, se inició la trayectoria de secado para obtener la curva de retención de agua. Con la otra mitad de las muestras se hizo la trayectoria de humedecimiento que fue preparada aplicando directamente agua con la ayuda de un gotero después de la saturación y secado. Durante los procesos de secado y humedecimiento las muestras de suelo se mantuvieron dentro de los anillos.

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 2.3. 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 ³
Tamaño de papel	5,5 cm
Temperatura del ensayo	$20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$
Tiempo de equilibrio	10 días

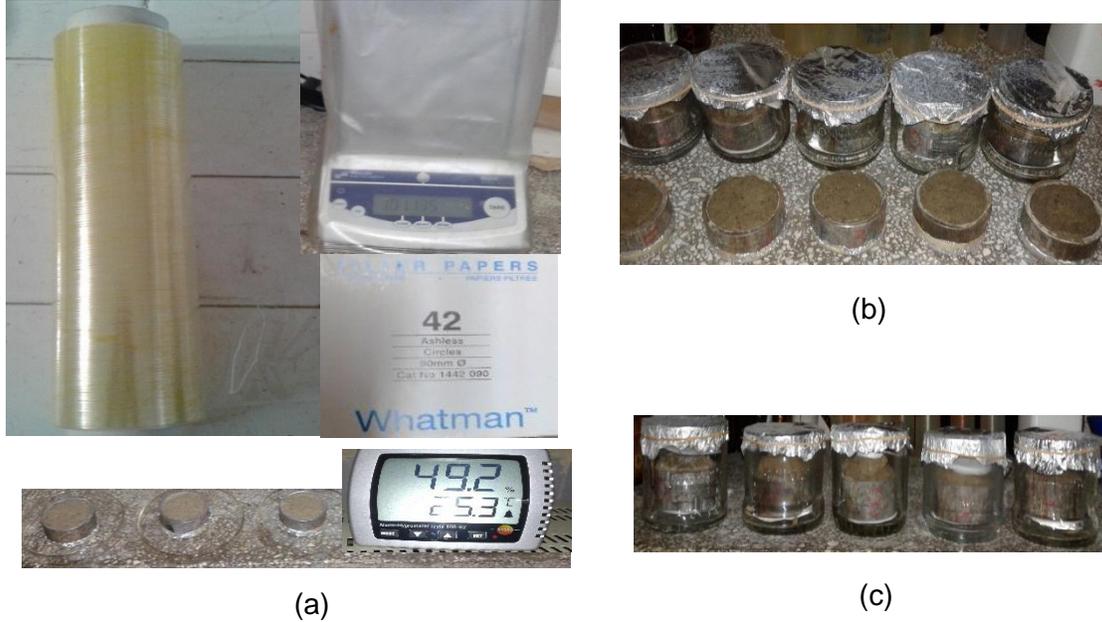


Figura 2.2 (a) Utensilios empleados para medir la succión en el laboratorio con papel de filtro; (b) Muestras de suelo montadas y (c) muestras en contacto directo (succión matricial)

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 utilizando el parámetro "x" , que representa el contenido de humedad del papel de filtro y el parámetro "y", que representa el valor de la succión de la muestra analizada. (Anexo 5)

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

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. (García Tristá, 2015). Las curvas de retención obtenidas para los dos suelos estudiados, con grados de compactación (G_c) de 100% son las siguientes:

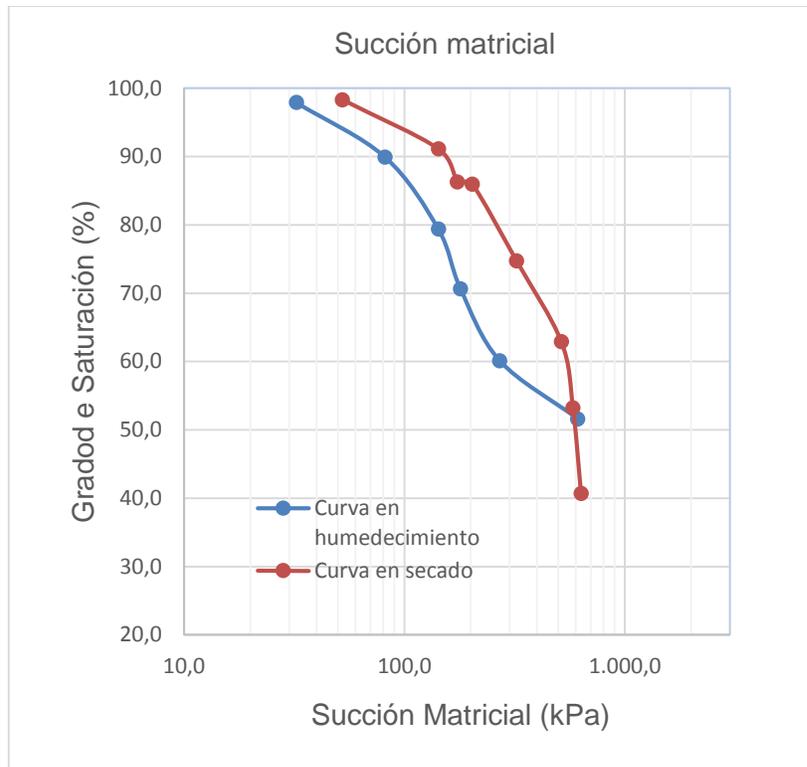


Figura 2.3. Curvas de retención de agua del suelo para la Succion Matricial

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.

2.7 Ensayo de consolidación del suelo saturado

Se realiza el ensayo de consolidación a las muestras del suelo remoldeadas haciendo uso del consolidómetro, para ello se tuvo 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 2.8)

Tabla 2.4. Datos iniciales de las muestras de suelo empleadas en el ensayo de consolidación

Datos iniciales del ensayo de consolidación	Villa Clara
Índice de poros inicial (e) (cm)	0,856
Grado de saturación inicial (Sr-inicial) (%)	93
Peso específico seco inicial (γ_d -inicial) (kN/m ³)	13.99

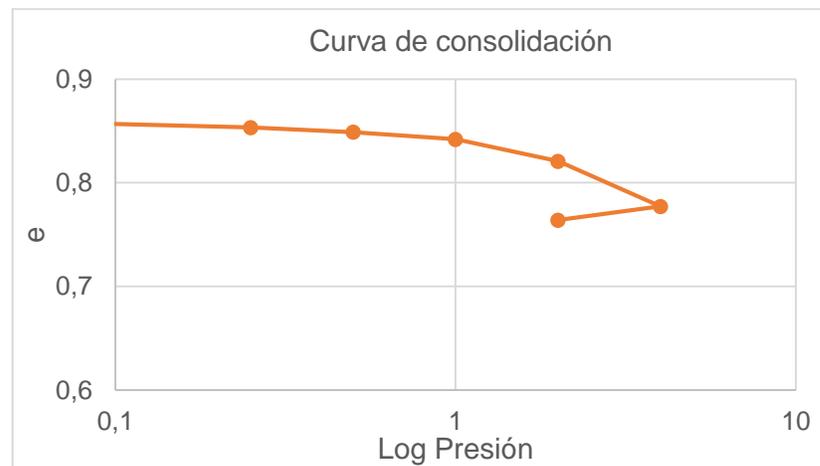


Figura 2.8. Curva de (e vs σ) para 100% de grado de saturación

De las muestras de suelos ensayadas se obtuvo la curva de compresibilidad en carga y descarga para un 100% de grado de saturación, con el objetivo de obtener los valores de los parámetros k y λ 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.

2.8 Ensayo de corte directo.

Este ensayo se realiza con el objetivo de determinar los parámetros de resistencia del suelo (c y ϕ), 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 elaboraron muestras compactadas con la energía del Proctor Estándar. A cada una de las muestras se le aplicó una carga vertical de 50, 100, 200 y 400 kPa para ambos suelos.



Figura 2.8 Equipo de Cortante Directo del IPH VC

Como resultado de los esfuerzos máximos de las muestras de suelo ensayadas, en la Figura 2.7 se representa la curva de σ vs τ máx. A partir de este fueron determinados los parámetros de resistencia mostrados en la Tabla 2.6

Tabla 2.5. Parámetros de resistencia del suelo objeto de estudio

Parámetros	Villa Clara
Cohesión (C) (kPa)	58,84
Ángulo de fricción interna (ϕ) (°)	15,04

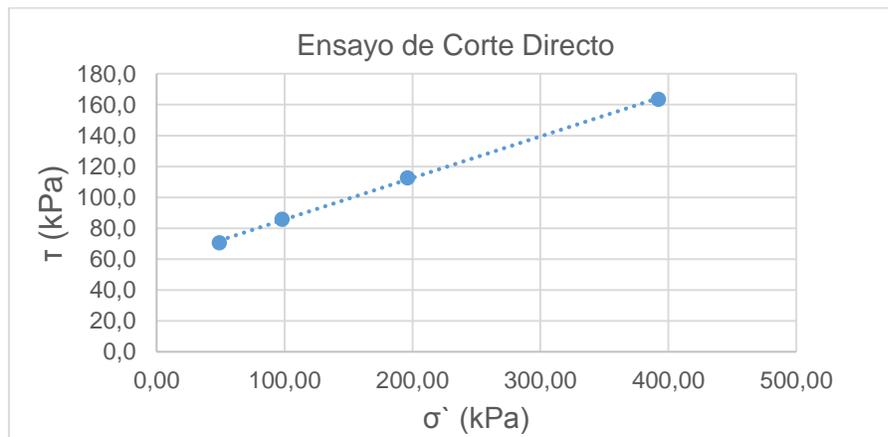


Figura 2.7 Gráficos de σ vs τ máx del suelo estudiado

2.9 Ensayo Triaxial Consolidado no Drenado

Este método de ensayo abarca la determinación de las relaciones de resistencia y esfuerzo-deformación para tres muestras cilíndricas de un suelo cohesivo (en este caso remoldeado) cuando se consolida isotrópicamente y se corta en compresión no drenada a una velocidad constante de deformación axial (deformación controlada). 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.



Figura 2.9 Cámara Triaxial del IPH VC

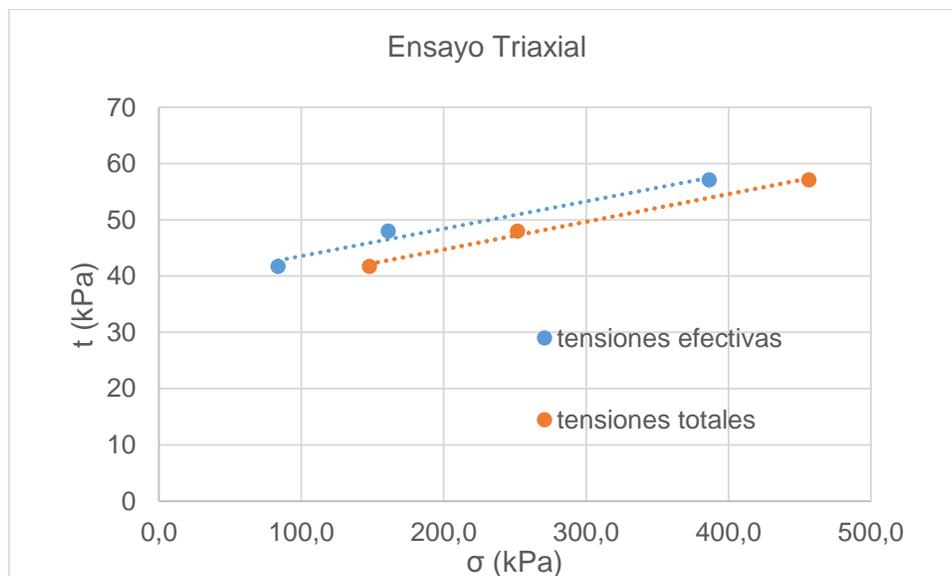


Figura 2.10 Gráfico de tensiones totales y efectivas de las tres muestras de suelo

Tabla 2.7 Cohesión y ángulo de fricción interna obtenidos del análisis de tensiones totales y efectivas

Parámetro	Valor	Unidad
ϕ'	27,8	$^{\circ}$
C'	38,71	kPa
ϕ	28,2	$^{\circ}$
C	34,89	kPa

Conclusiones Parciales

- Después de realizar los estudios debidos al suelo mediante los ensayos de Granulometría, hidrómetro e índices de plasticidad este se clasifica como una arcilla de alta compresibilidad (CH).
- Del ensayo de compactación con la energía del Proctor Estándar se obtuvo que para el suelo el $\gamma_{d-m\acute{a}x}$ es de $12,15 \text{ kN/m}^3$ y la humedad óptima de 23,5%.
- 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.
- Con el objetivo de realizar el análisis de la presa en la etapa de final de construcción se realizó el ensayo de corte directo, dando como resultado un ángulo de fricción interna de $20,7^\circ$ y una cohesión de 60kPa. Para la etapa de explotación se realizó el ensayo triaxial consolidado no drenado donde se obtuvo que $\phi = 28,2^\circ$ y $c = 34,89 \text{ kPa}$ para las tensiones totales y que $\phi = 27,8^\circ$ y $c = 38,71 \text{ kPa}$ para las tensiones efectivas.
- La curva de compresibilidad del suelo se obtuvo con el objetivo de calcular los parámetros k y λ , para emplearlos en la simulación de la curva de compresibilidad (e vs σ) para suelos con comportamiento parcialmente saturado. Los parámetros k y λ 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 la modelación 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 realizará un análisis de tensión-deformación que permitirá realizar la calibración del modelo como se mencionó en el epígrafe 1.8. Un aspecto importante a tener en cuenta cuando se utiliza este programa es que resulta necesario realizar 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.

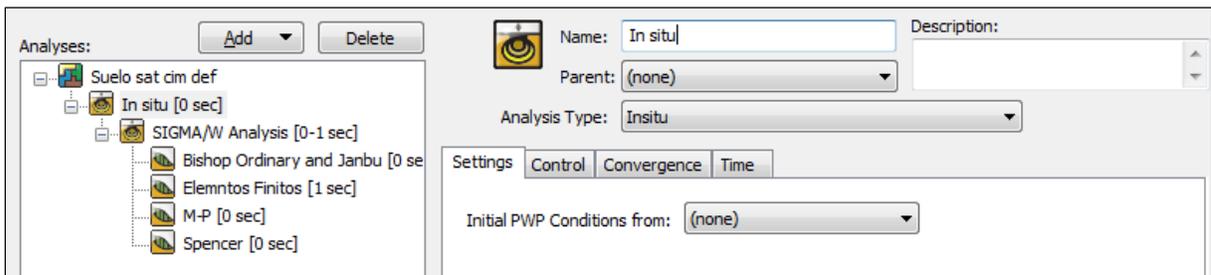


Figura 3.1 Ajustes de un análisis “in situ” en SIGMA/W

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, y en él, como su nombre lo indica, se obtienen 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. Nótese 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.

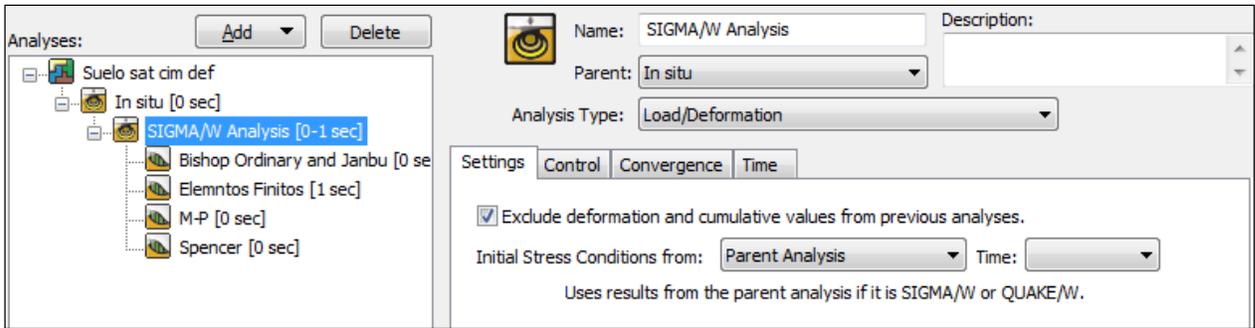


Figura 3.2 Ajustes del análisis Carga-deformación en SIGMA/W

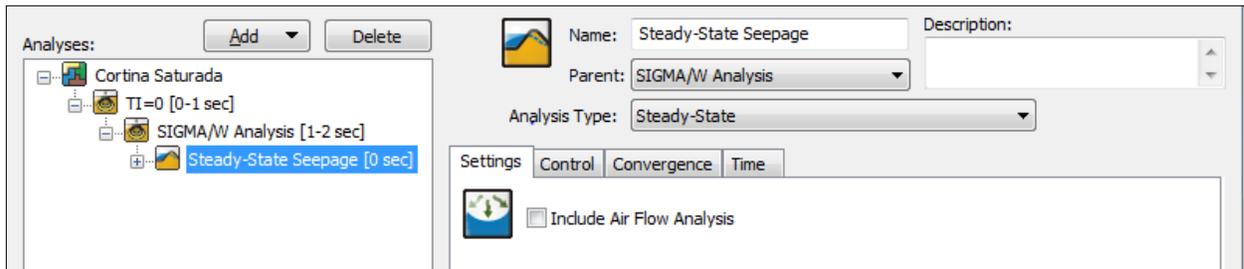


Figura 3.3 Ajustes del análisis en SEEP/W

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.

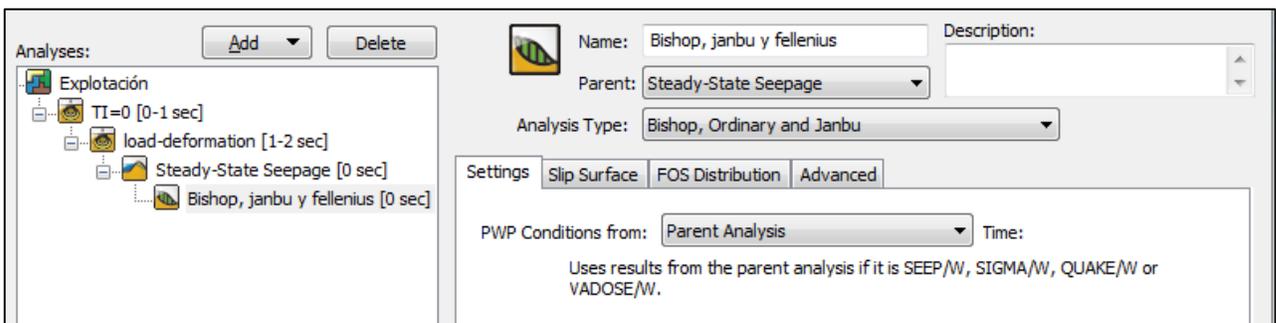


Figura 3.4 Ajustes del análisis de estabilidad en SLOPE/W

SLOPE/W tiene varias opciones para generar las posibles superficies de falla del talud. En esta investigación, se utilizará el método de malla y radios basado en el círculo crítico de Ostrovski. De acuerdo a lo planteado en la Tabla 1.4 del epígrafe 1.6.2, para una inclinación del talud de 1:2

los valores de R_m , $R_{m\acute{a}x}$ y $R_{m\acute{i}n}$ 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 m\acute{e}todo manualmente se ofrecen en la Tabla 3.1:

Tabla 3.1 Resultados del m\acute{e}todo de Ostrovski

Radios	Coordenadas			
	N		S	
	x	y	x	y
R_{med}	148	69	175	88,2
$R_{m\acute{i}n}$	148	58,8	161,2	69
$R_{m\acute{a}x}$	148	79,2	181	103,8

En este caso, se escoger\acute{a}n las coordenadas de la recta ns correspondiente al radio medio la cual se utilizar\acute{a} como diagonal de la malla rectangular trazada en SLOPE/W como se muestra en la Figura 3.5, ya que con ella se obtuvieron los menores valores en el factor de seguridad. La malla ser\acute{a} dividida por diez l\acute{i}neas horizontales y diez l\acute{i}neas verticales y cada v\acute{e}rtice representar\acute{a} el centro de cada uno de los arcos de circunferencia donde estar\acute{a}n contenidas las posibles superficies de falla.

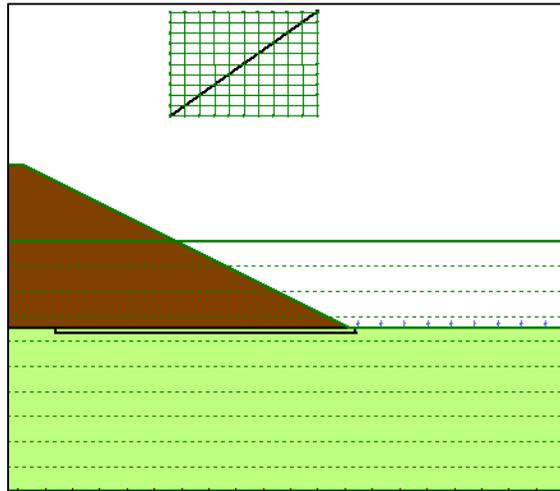


Figura 3.5 M\acute{e}todo de malla y radios en SLOPE/W

El radio de estos c\acute{i}rculos es especificado mediante tangentes trazadas desde el punto medio de la cortina de la presa, tanto vertical como horizontalmente, hasta el extremo de la cimentaci\acute{o}n como tambi\acute{e}n se aprecia en la Figura 3.5. Esto garantiza incluir en el an\acute{a}lisis 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 analizar\acute{a}n once radios para cada v\acute{e}rtice de la malla para un total de 1331 factores de seguridad computados (11 x11x11).

Alternativamente, también se valoró la posibilidad de utilizar un único punto como centro de la posible superficie de falla. Este punto sería aquel para el cual se obtuvo el mínimo factor de seguridad al introducir una malla inicial. Este método es recomendado por (Krahn, 2004b) cuando se realizan comparaciones y ha sido empleado por otros autores como (Flores Berenguer, 2016) Es por ello que se comprobó previamente que, al aplicar ambos métodos en varios modelos, las diferencias en los resultados obtenidos no eran significativas y diferían apenas en el valor de las centésimas decimales.

3.1.1 Condiciones de frontera

Otro aspecto importante en la modelación con GeoStudio son las condiciones de frontera que deben especificarse en SIGMA/W y SLOPE/W. 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 3.6.

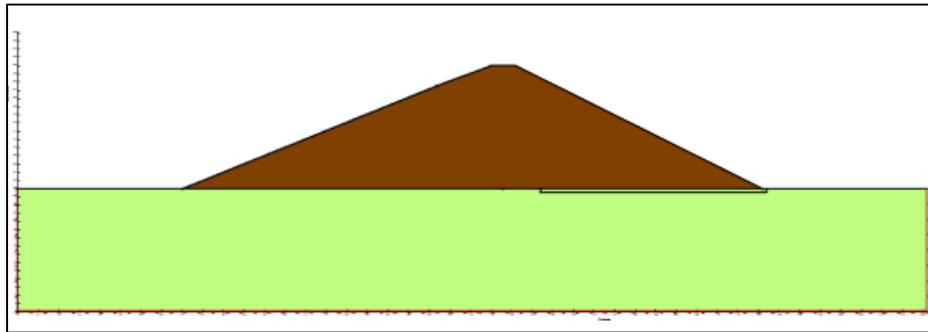


Figura 3.6 Condiciones de frontera en el análisis “in situ” en SIGMA/W

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 3.7 y para este caso será de 0.2m en ambos ejes.

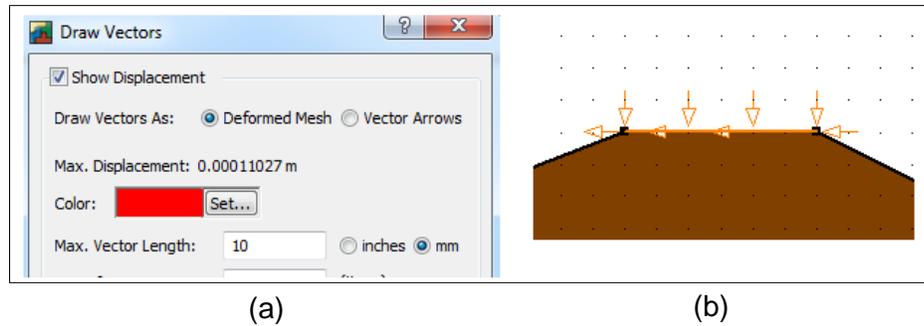


Figura 3.7 a) Máxima deformación obtenida en el análisis “in situ” de SIGMA/W y b) representación gráfica de la condición de frontera de máximo desplazamiento en la corona SEEP/W realiza el análisis de filtraciones mediante el método de elementos finitos a partir de la resolución de la siguiente ecuación:

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

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 en el epígrafe 1.7, 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 60m 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 3.8. La línea de equipresión, que también se muestra en la Figura 3.8, 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. Por otro lado, cuando se emplee el drenaje inclinado para el control de las filtraciones, tanto la superficie de infiltración como la línea de equipresión se encontrarán en la cara exterior del dren como se observa en la Figura 3.9

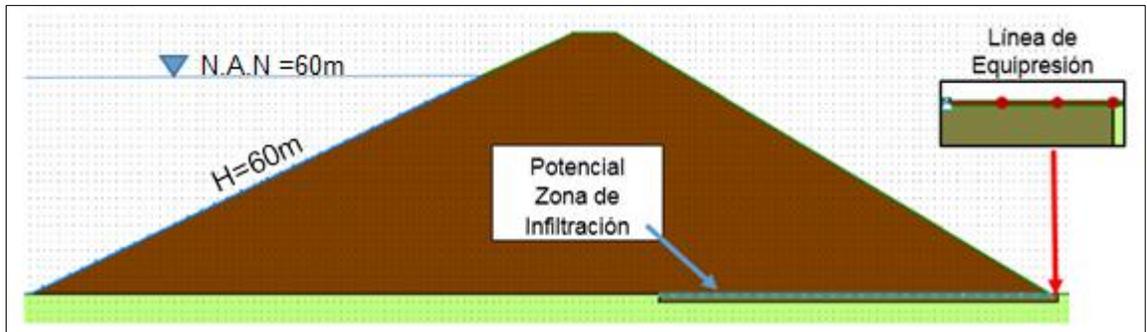


Figura 3.8 Representación de las condiciones de frontera en SEEP/W para el modelo con clochón de drenaje

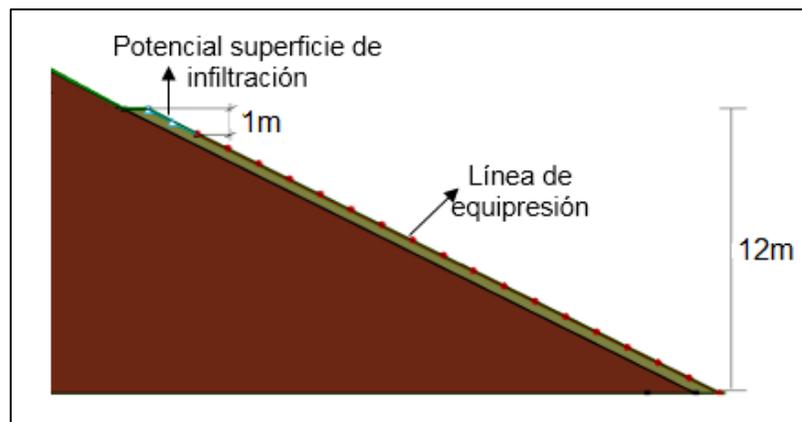


Figura 3.9 Representación de las condiciones de frontera en SEEP/W para el modelo con drenaje inclinado

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 Fredlund y 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.

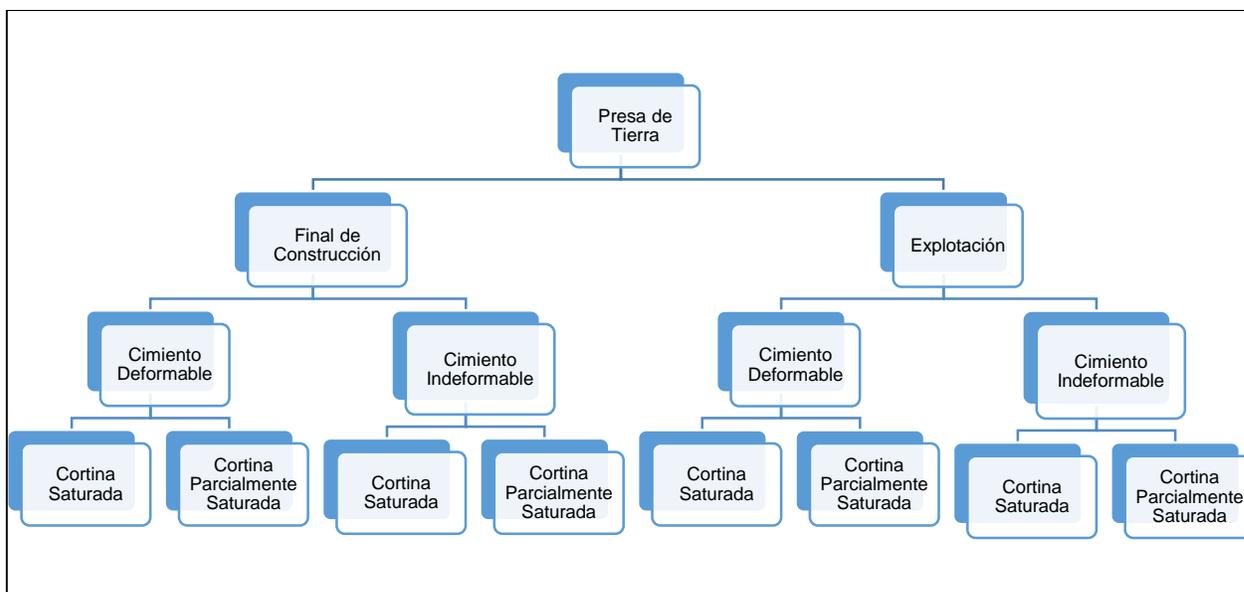


Figura 3.10 Análisis a realizar en GeoStudio 2007

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 (γ) promedio que se obtuvo del ensayo Proctor 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	γ (kN/m ³)	E (kPa)	Coefficiente de Poisson
Cortina	15,43	20500	0,33
Cimentación	18	21000	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. Para este caso, se especificarán los valores de succión de 32, 82 y 142 kPa, correspondientes a los grados de saturación de 98%, 90% y 80% respectivamente, debido a que, para alcanzar valores menores o iguales que 70%, se requieren succiones muy elevadas que difícilmente se desarrollan en la realidad. 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.

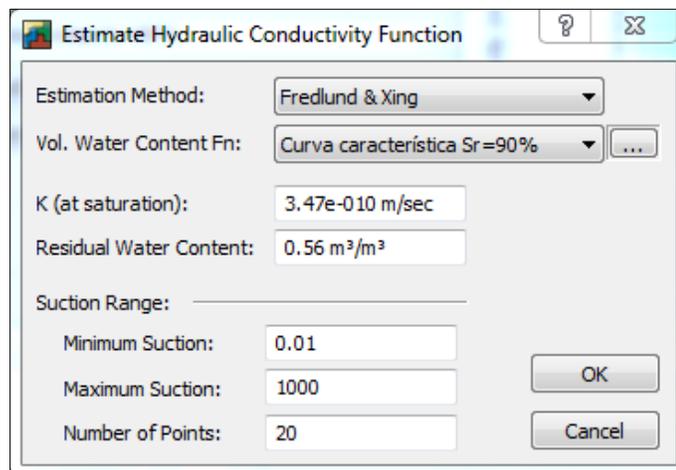


Figura 3.11 Estimación de la curva de conductividad hidráulica por el método de fredlund en SEEP/W

Tabla 3.3 Parámetros de estimación de la curva de conductividad hidráulica

Método	K saturada (m/seg)	Contenido residual de Agua (m ³ / m ³)	Succión Mínima (kPa)	Succión Máxima (kPa)	No. de puntos
Fredlund y Xing	3,47 e-10	0.56	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 (Anexo 6) al igual que el índice de compresibilidad volumétrica (Mv). 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 (%)
32,385	0,98
81,699	0,90
142,714	0,79
179,775	0,706
270,959	0,60
617,721	0,59

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 Mv seleccionado para los drenajes y la cimentación, según (Krahn, 2004a) en la mayoría de los análisis de filtraciones el valor de Mv 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.

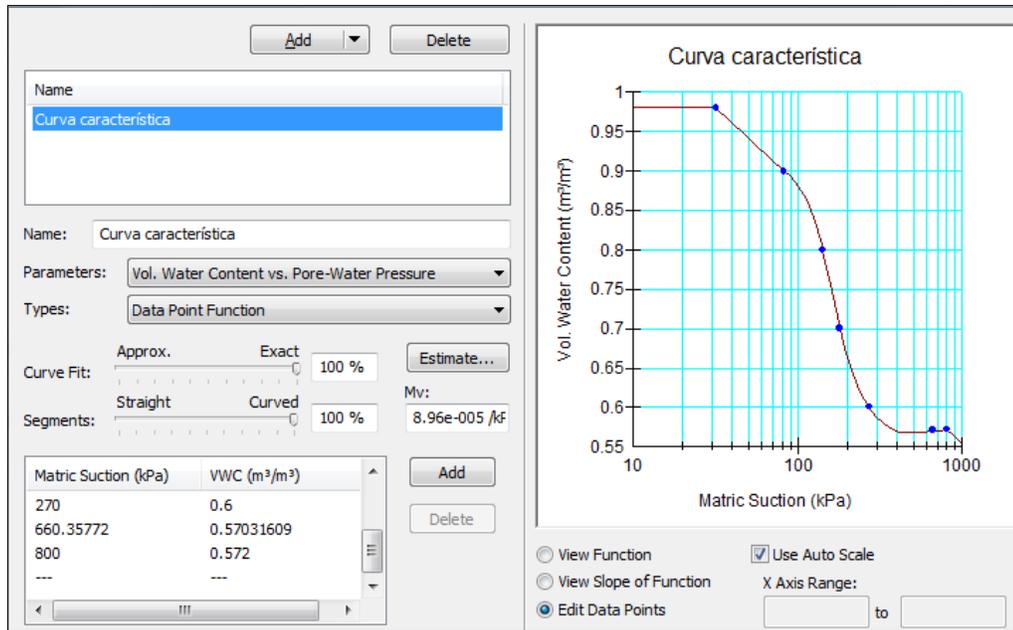


Figura 3.12 Introducción de la curva característica en SEEP/W

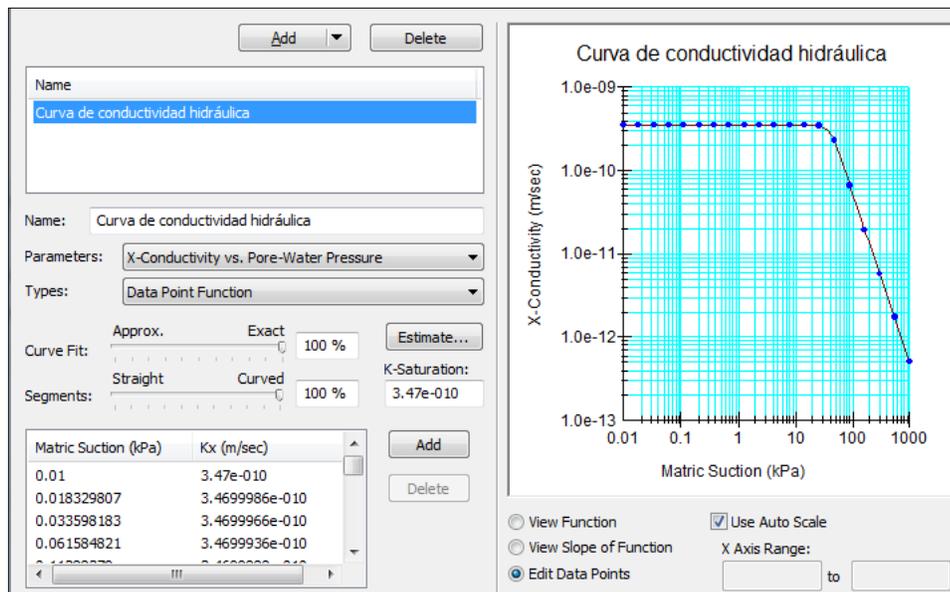


Figura 3.13 Trazado de la curva de conductividad hidráulica

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 _x /k _y
Cimentación	3,47 e-12	1 e-5	1	1
Drenes	3,47 e-7	1 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 Proctor Estándar, tanto para la etapa de final de construcción como para la de explotación, utilizando los ajustes de Fredlund y 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 ϕ' obtenidos a partir del ensayo Triaxial CU 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 (%)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	Sr (%)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Fredlund	100	15,43	58,84	15,04	100	15,43	38,71	27,8
	98	17,32	70,71	16,25	98	17,3175	50,88	39,9
	90	16,94	86,63	16,25	90	16,94	66,5	39,9
	80	16,412	101,98	16,25	80	16,412	81,85	39,9
Vanapalli	Sr (%)	γ_h (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	Sr (%)	γ_h (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
	98	17,3175	72,69	16,25	98	17,3175	52,56	39,9
	90	16,94	92,82	16,25	90	16,94	72,69	39,9
	80	16,412	113,42	16,25	80	16,412	93,29	39,9

Para la cimentación, que siempre estará saturada, se establecieron los valores de 65 kPa para la cohesión y 17° para el ángulo de fricción interna. 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.

En la etapa de explotación, el peso del agua y su fuerza hidrostática lateral son incorporadas en las bases de las dovelas producto del análisis anterior en SEEP/W; sin embargo, a pesar de que se tiene en cuenta el efecto de la succión por encima de la LCS, los parámetros del estado resistente del suelo no varían por encima de esta con respecto a las propiedades del suelo saturado. Para resolver este inconveniente, se trazarán dos regiones de suelo a partir de la trayectoria de LCS obtenida. A la región inferior se le asignarán los parámetros γ_h , c' y ϕ' correspondientes al suelo saturado de la Tabla 3.5, mientras que a la zona no saturada se asignarán los parámetros ajustados.

3.3 Geometría

Para la definición de la geometría del modelo fueron tomadas como referencia las 15 presas existentes en la región central del país, cuyas características geométricas se resumen en la Tabla 3.7. 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 30m de altura correspondiente a una presa de categoría III. De acuerdo a lo planteado en el epígrafe 1.4.1, 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.

Tabla 3.7 Resumen de las presas de la región central

Presa	Altura Máxima (m)	Talud aguas arriba (m)	Talud aguas abajo (m)	Ancho de la corona (m)
Camajuaní	8	1:3	1:2,5	6
Zaza	39	1:3	1:2,5	6
Lebrige	40	1:2	1:3	6
Higuanajo	40	1:2,5	1:2	6
PAS Bonito	21	1.2,5	1:2	6
Aviles	40	1:2	1:2	7,5
El Salto	20	1:3	1:2,5	10,5
Abreus	17,5	1:3	1:3	7
Hanabanilla	47	1:2	1:2	10
Embalse Manicaragua	25	1:2	1:2	6
Minerva	38	1:2	1:2	6
Arroyo Grande II	16	1:3	1:2,5	4
Arroyo Grande I	13	1:3	1:2,5	6
Alacranes	25	1:2	1:2	6
Palmasola	24	1:2,5	1:2	6

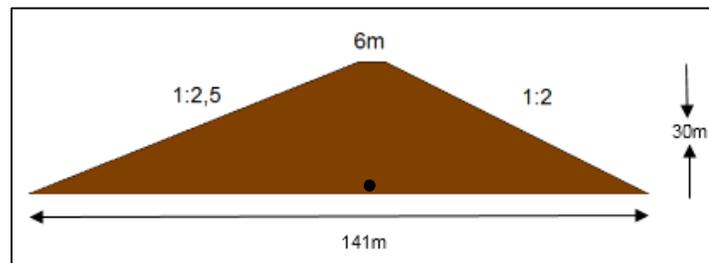


Figura 3.14 Dimensiones de la cortina de la presa

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:

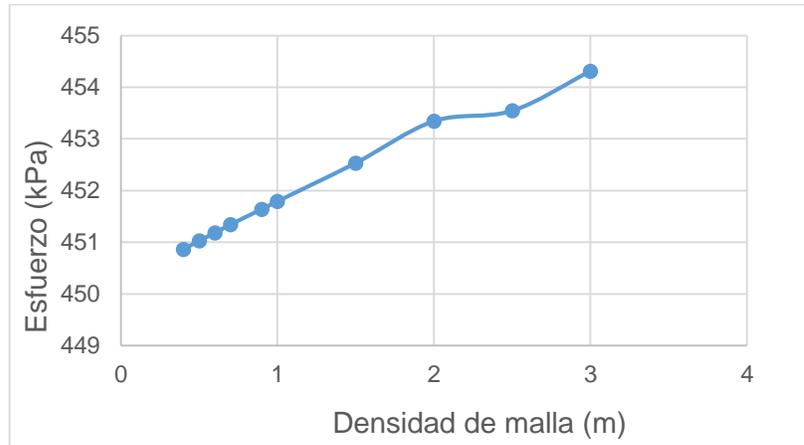


Figura 3.15 Esfuerzo vs Densidad de Malla

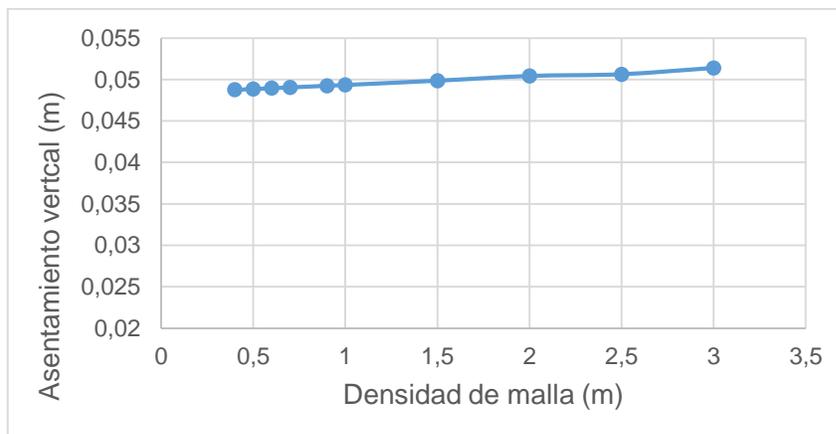


Figura 3.16 Asentamiento vertical vs Densidad de Malla

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.

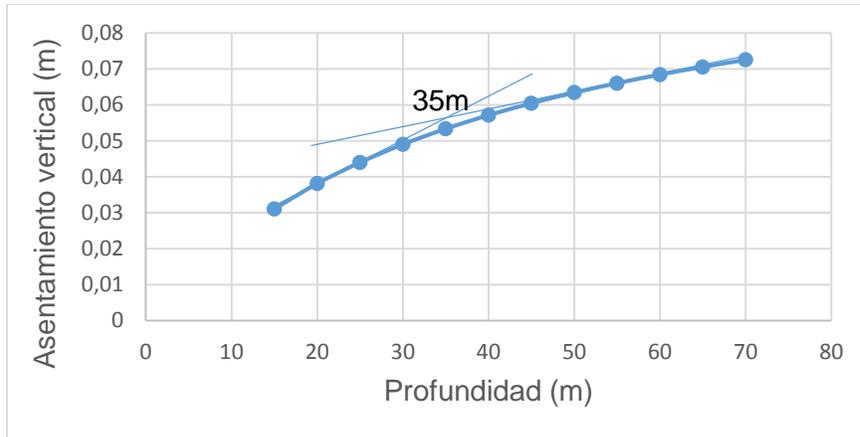


Figura 3.17 Asentamiento vertical vs Profundidad de la cimentación

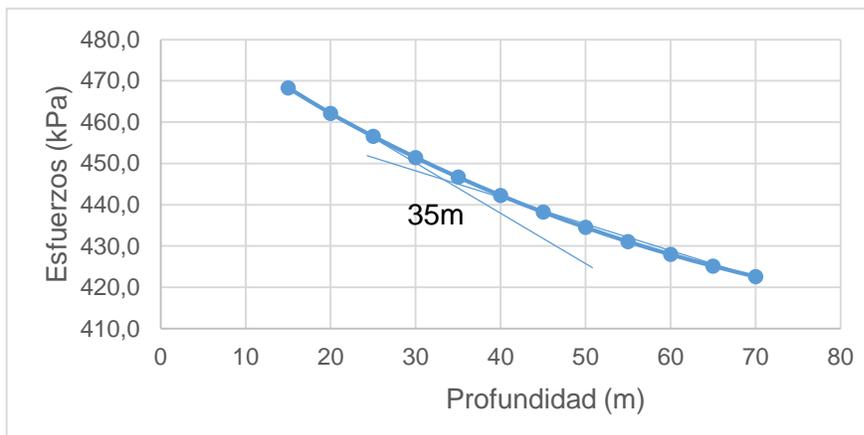


Figura 3.18 Esfuerzo vs Profundidad de la cimentación

Como se observa en las figuras 3.17 y 3.18, las ramas de ambas gráficas convergen en la abscisa correspondiente a 35m 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 221m.

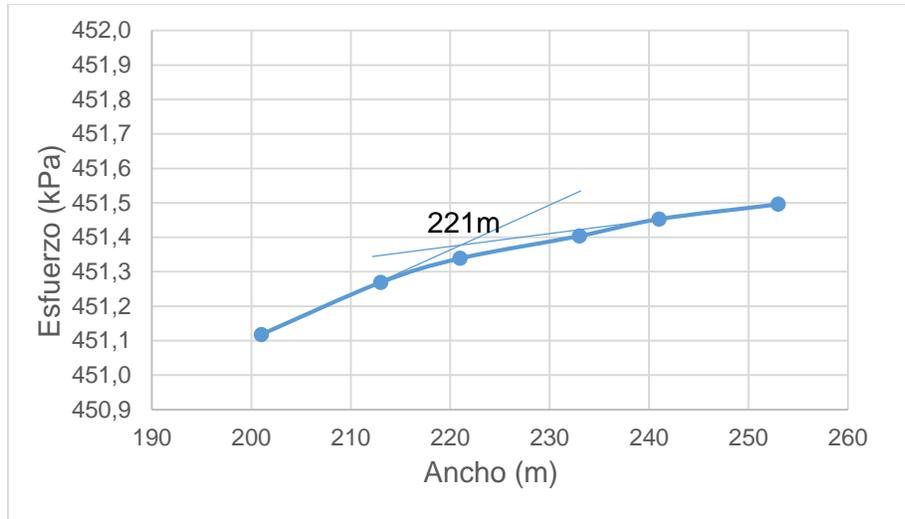


Figura 3.19 Esfuerzo vs Ancho de la cimentación

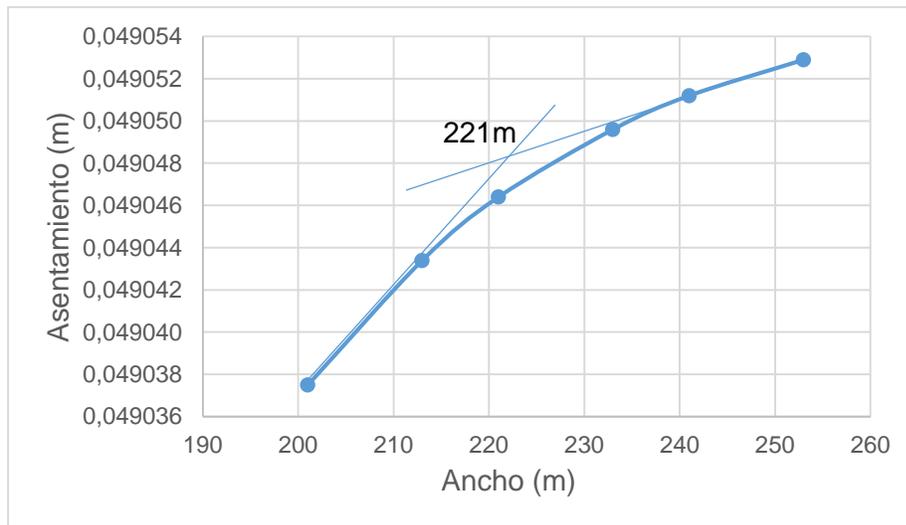


Figura 3.20 Asentamiento vertical vs Ancho de la cimentación

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

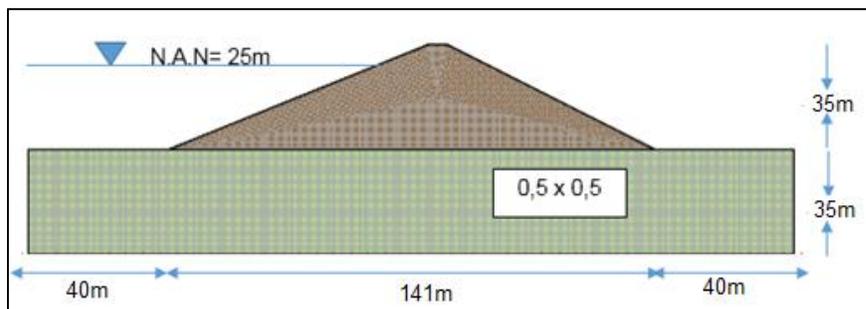


Figura 3.21 Modelo definitivo de la presa

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

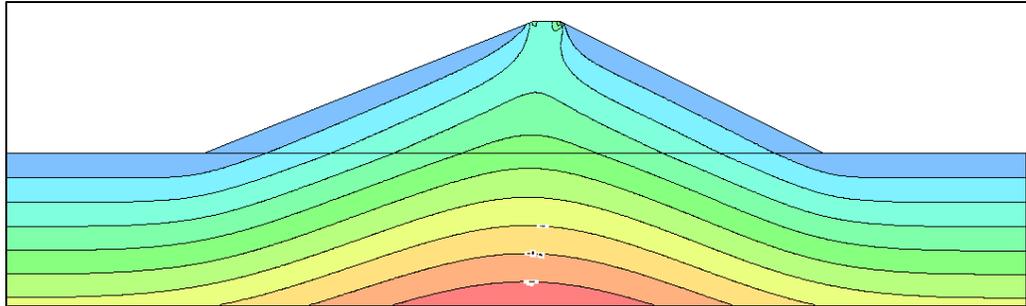


Figura 3.22 Distribución de esfuerzos totales verticales

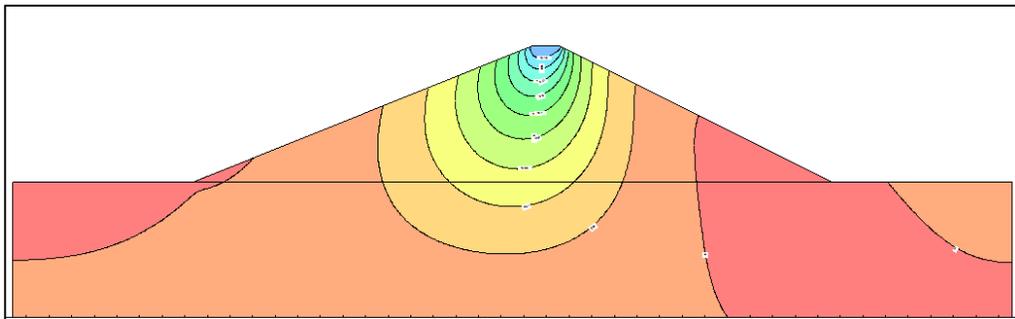


Figura 3.23 Distribución de desplazamientos verticales

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

Anteriormente 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 por el ajuste de Fredlund en la Tabla 3.7 y para el ajuste de Vanapalli en la Tabla 3.8. Tanto para suelo saturado como para el parcialmente saturado se manifestaron fallas profundas en el talud

aguas abajo 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.

Tabla 3.7 Factores de Seguridad en la etapa de Final de Construcción (Cimiento deformable, Ajuste Fredlund)

Sr (%)	Método				
	Bishop	Janbu	Fellenius	Spencer	M-P
80	2,128	1,993	2,041	2,127	2,126
90	1,991	1,844	1,897	1,99	1,989
98	1,869	1,705	1,764	1,867	1,866
100	1,823	1,706	1,757	1,819	1,819

Tabla 3.8 Factores de Seguridad en la etapa de Final de Construcción (Cimiento deformable, Ajuste Vanapalli)

Sr (%)	Método				
	Bishop	Janbu	Fellenius	Spencer	M-P
80	2,184	2,058	2,099	2,184	2,183
90	2,029	1,887	1,938	2,028	2,027
98	1,881	1,719	1,777	1,879	1,878
100	1,823	1,706	1,757	1,819	1,819

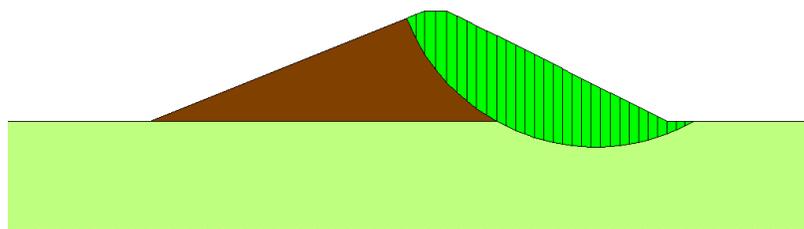


Figura 3.24 Superficie de falla generada en la etapa de Final de Construcción (Cimentación deformable)

En los siguientes gráficos (Figuras 3.25 y 3.26), se aprecia cómo 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 90% y de 90% a 80%. Al ser el primer intervalo más pequeño que los demás en él se registran las menores diferencias.

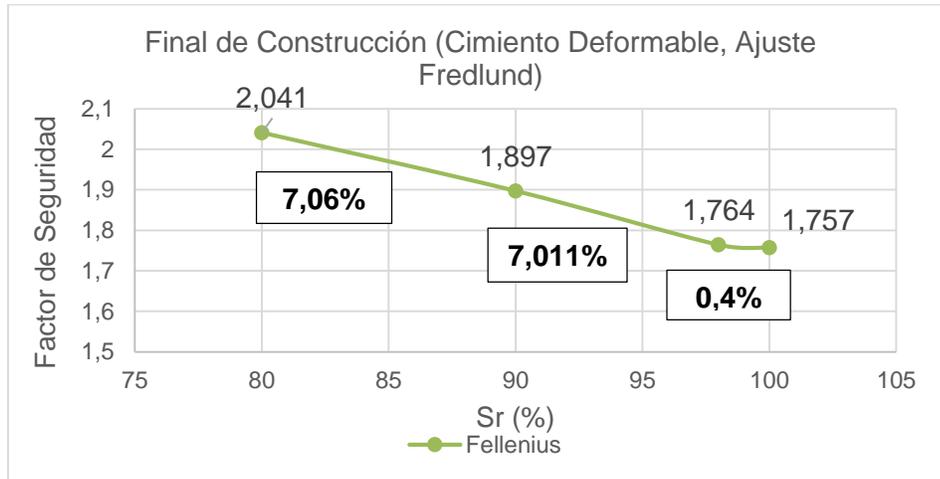


Figura 3.25 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

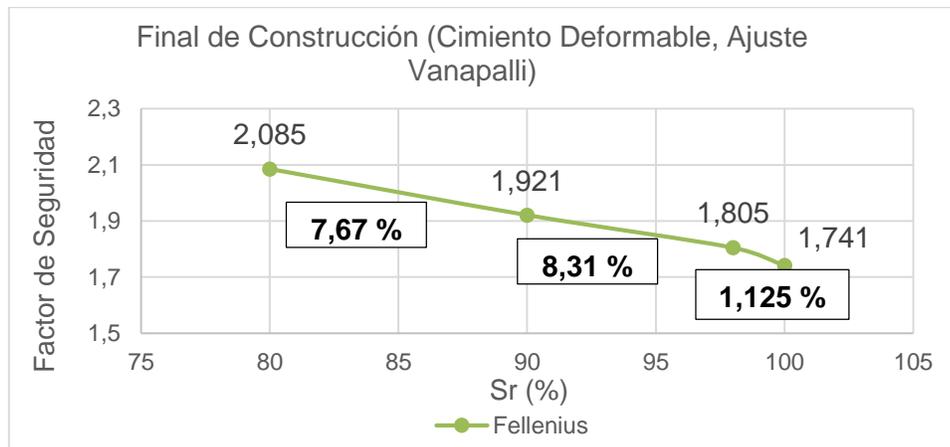


Figura 3.26 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

Se puede apreciar hasta el momento que tanto los factores de seguridad que fueron obtenidos al utilizar el ajuste de Vanapalli para γ_h , c y ϕ , como su variación con la disminución del grado de saturación, son ligeramente mayores que los obtenidos por el ajuste de Fredlund. La diferencia existente entre estos métodos de ajuste alcanza su máxima expresión cuando se compara en ambos los valores de factores de seguridad obtenidos para los grados de saturación 100% y 80% que fueron el máximo y mínimo empleados en los modelos respectivamente. Esta diferencia equivale a un 13,91% en los modelos donde se empleó en ajuste de Fredlund y a un 16,29% en aquellos donde fue utilizado el 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 Fredlund)

Sr (%)	Método				
	Bishop	Janbu	Fellenius	Spencer	M-P
80	2,562	2,405	2,487	2,559	2,559
90	2,254	2,116	2,183	2,25	2,25
98	1,961	1,835	1,889	1,959	1,957
100	1,823	1,713	1,767	1,817	1,819

Tabla 3.10 Factores de Seguridad en la etapa de Final de Construcción (Cimiento indeformable, Ajuste Vanapalli)

Sr (%)	Método				
	Bishop	Janbu	Fellenius	Spencer	M-P
80	2,728	2,567	2,655	2,724	2,724
90	2,357	2,213	2,287	2,354	2,354
98	1,993	1,886	1,992	1,991	1,989
100	1,823	1,713	1,767	1,817	1,819

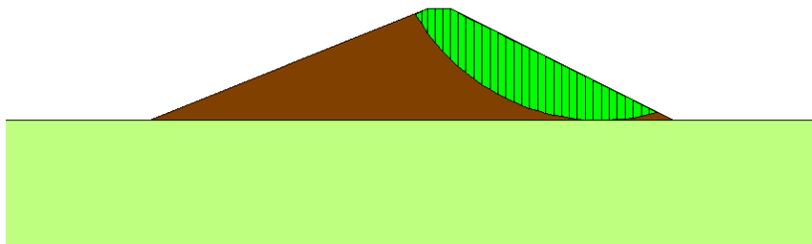


Figura 3.27 Superficie de falla generada en la etapa de Final de Construcción (Cimentación indeformable)

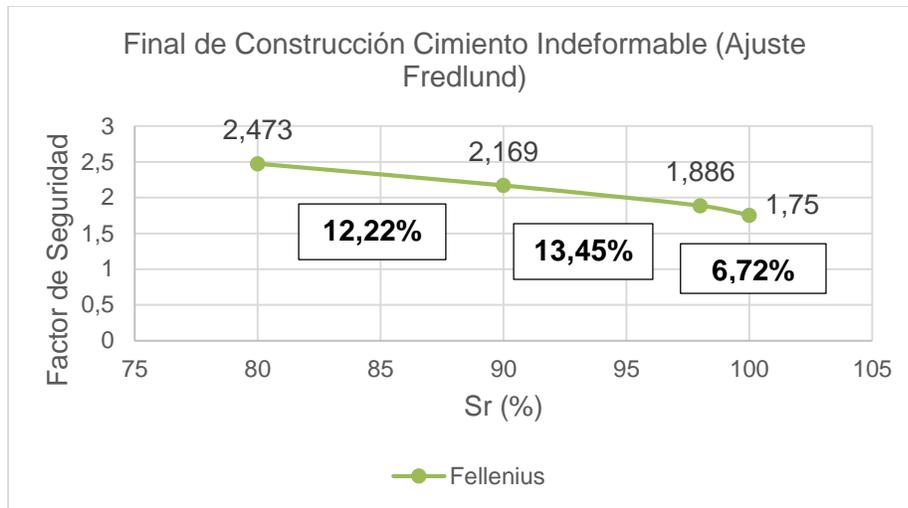


Figura 3.28 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Fredlund)

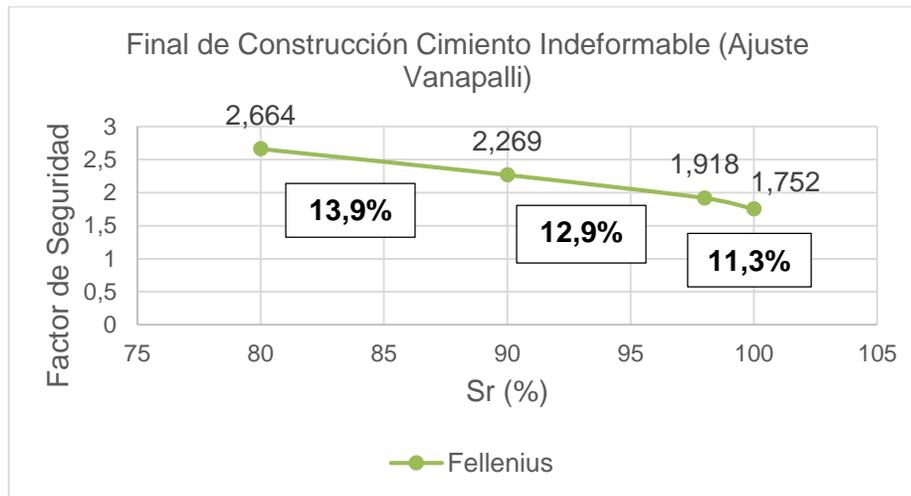


Figura 3.29 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

Con respecto al análisis anterior donde se consideraba la cimentación deformable, se observa un aumento en los factores de seguridad manteniéndose las diferencias entre los métodos de ajuste que fueron analizadas en el epígrafe anterior. Comparando los resultados de las figuras 3.28 y 3.29, con las figuras 3.25 y 3.26 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 80%) es de un 29,15% y un 33,63% para los ajustes de Fredlund y Vanapalli respectivamente.

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 3.11 Dimensiones del colchón de drenaje

Punto inicial	Punto final	Largo (m)	Ancho (m)
127;30	182;30	55	1

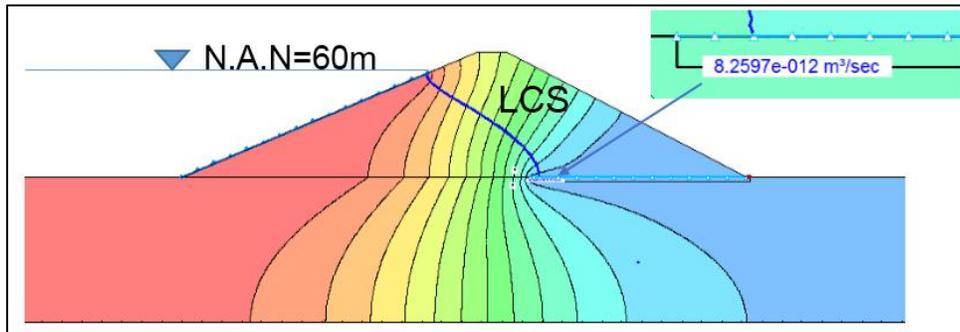


Figura 3.30 Red de flujo generada en SEEP/W por el colchón de drenaje

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 $8,2597E-12 \text{ m}^3/\text{s}$ como se aprecia en la Figura 3.30. 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_c), 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:

$$A_c = \sqrt{\frac{8,2597^{-12} \text{ m}^3/\text{s} * 55\text{m}}{3,47^{-7} \text{ m}^3/\text{s}}}$$

$$A_c = 0,036\text{m}$$

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:

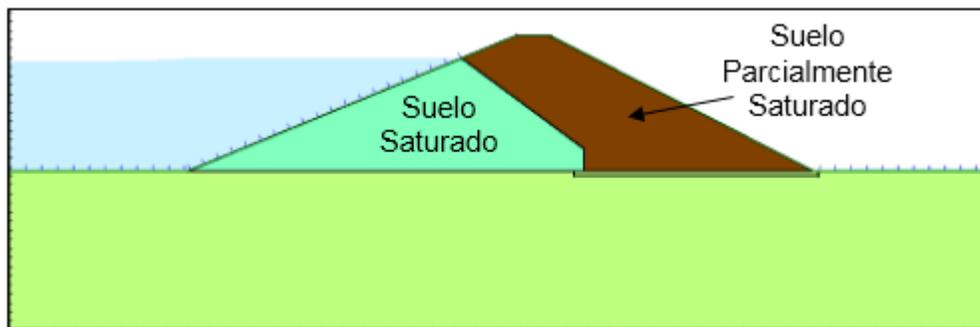


Figura 3.31 Delimitación de las regiones saturada y no saturada en la cortina de la presa para el colchón de drenaje

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 3.3.2. Para este caso de cimentación deformable y colchón de drenaje se obtienen superficies de falla profundas como se muestra en la Figura 3.32.

Los factores de seguridad obtenidos para los distintos grados de saturación por los ajustes de Fredlund y Vanapalli aparecen en las tablas 3.12 y 3.13 respectivamente. En este estado de carga se ha omitido el grado de saturación 100% debido a que en todos los casos para el análisis de filtraciones se consideró el suelo parcialmente saturado, aun así, 98% es un valor muy cercano a 100%, por lo que los factores de seguridad que para él se obtienen no difieren mucho de los correspondientes a la saturación total, especialmente en esta etapa como se verá a continuación.

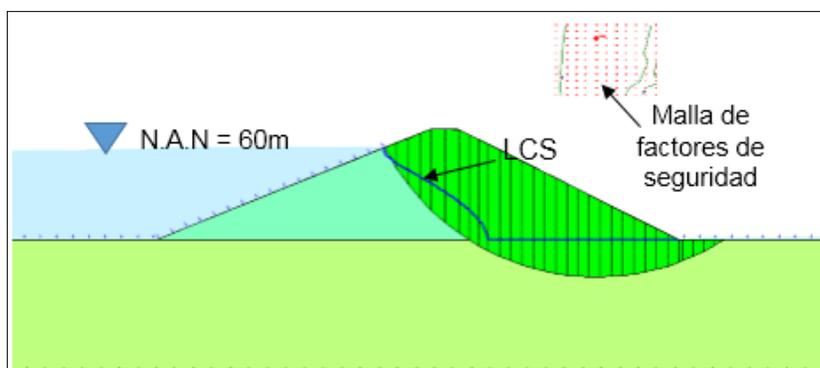


Figura 3.32 Superficie de falla en SLOPE/W para colchón de drenaje y cimentación deformable

Tabla 3.12 Factores de Seguridad en la etapa de Explotación (Cimiento deformable, Ajuste Fredlund)

Sr (%)	Método				
	Bishop	Janbu	Fellenius	Spencer	M-P
80	1,759	1,597	1,623	1,759	1,761
90	1,731	1,551	1,594	1,734	1,733
98	1,706	1,537	1,560	1,708	1,706

Tabla 3.13 Factores de Seguridad en la etapa Explotación (Cimiento deformable, Ajuste Vanapalli)

Sr (%)	Método				
	Bishop	Janbu	Fellenius	Spencer	M-P
80	1,760	1,597	1,623	1,762	1,761
90	1,733	1,573	1,596	1,737	1,735
98	1,707	1,539	1,562	1,709	1,708

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 las figuras 3.33 y 3.34. 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 las tablas 3.12 y 3.13 que los métodos de Bishop, Spencer y Morgenster-Price brindan resultados muy similares.

Como se aprecia en las figuras 3.33 y 3.34, 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 98% y 80% es de un 3% para ambos ajustes.

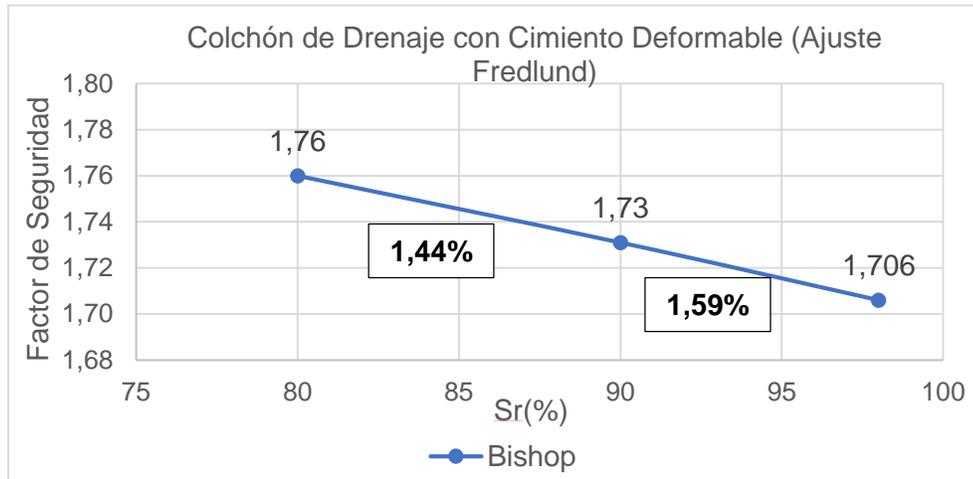


Figura 3.33 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Fredlund)

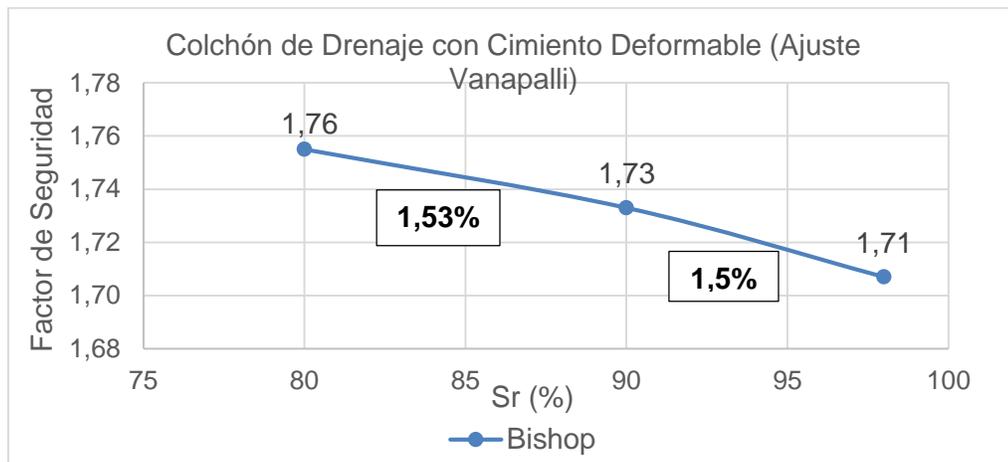


Figura 3.34 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

3.5.2 Análisis de estabilidad con colchón de drenaje y cemento 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:

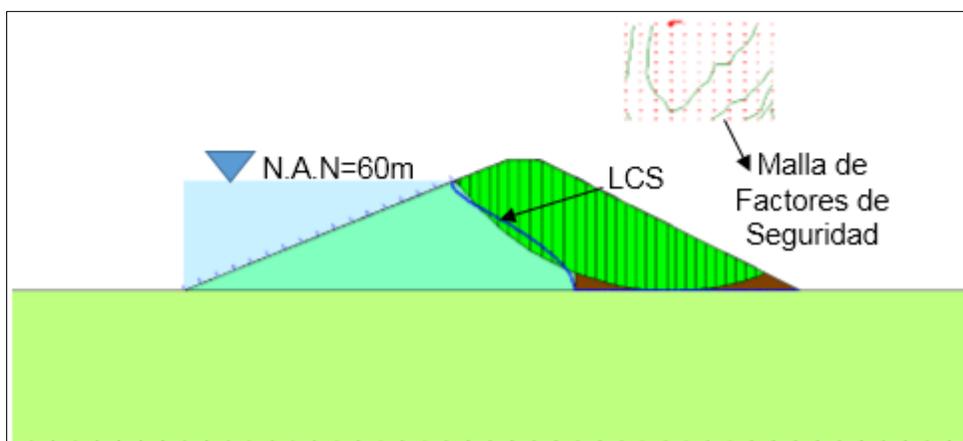


Figura 3.35 Superficie de falla en SLOPE/W para cimentación indeformable y colchón de drenaje

Como se aprecia en la Figura 3.35, 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 3.14 Factores de Seguridad en la etapa de Explotación (Cimiento indeformable, Ajuste Fredlund)

Sr (%)	Método				
	Bishop	Janbu	Fellenius	Spencer	M-P
80	2,451	2,265	2,339	2,457	2,475
90	2,233	2,066	2,124	2,242	2,256
98	2,018	1,877	1,917	2,035	2,05

Tabla 3.15 Factores de Seguridad en la etapa de Explotación (Cimiento indeformable, Ajuste Vanapalli)

Sr (%)	Método					
	Bishop	Janbu	Fellenius	Spencer	M-P	E.F
80	2,582	2,383	2,467	2,572	2,593	2,582
90	2,300	2,130	2,193	2,315	2,329	2,300
98	2,042	1,897	1,936	2,059	2,074	2,042

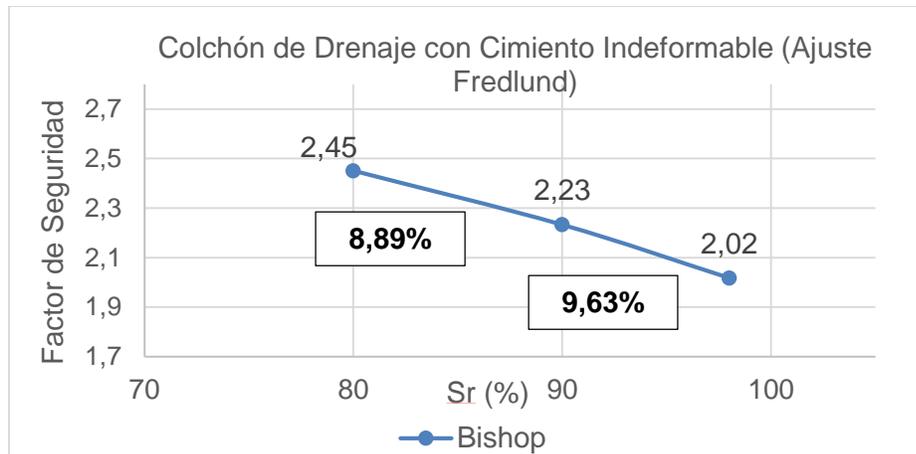


Figura 3.36 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Fredlund)

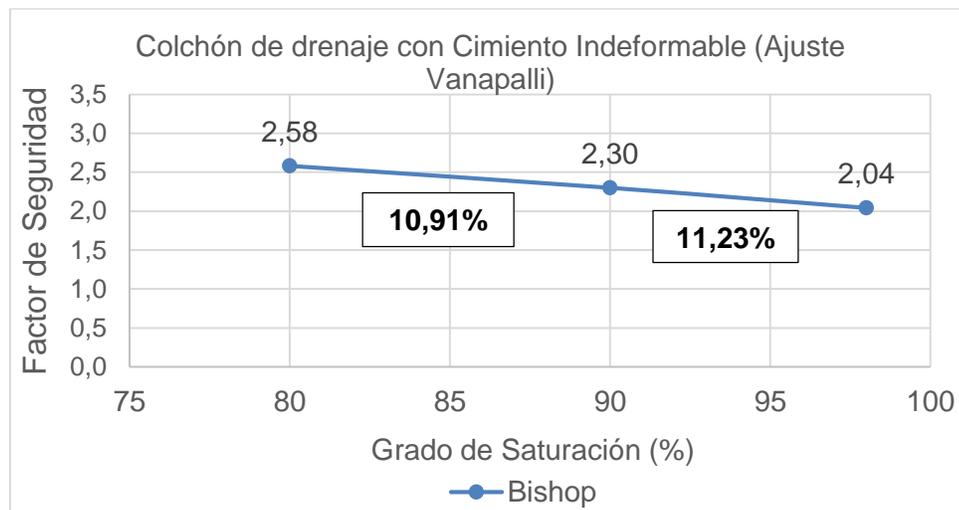


Figura 3.37 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

Como se aprecia en las figuras 3.36 y 3.37, 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 98% y 80% para este tipo de cimentación fue de un 17,67% y un 20,91% para los ajustes de Fredlund y Vanapalli respectivamente.

3.5.3 Análisis de filtraciones y estabilidad con drenaje inclinado

A continuación, se realizará el análisis de estabilidad del talud aguas debajo de la presa, empleando esta vez un drenaje inclinado para el control de las filtraciones. El mismo tendrá un espesor de un metro, igual al del colchón de drenaje empleado anteriormente. La red de flujo obtenida en este caso se muestra en la siguiente figura (Figura 3.38)

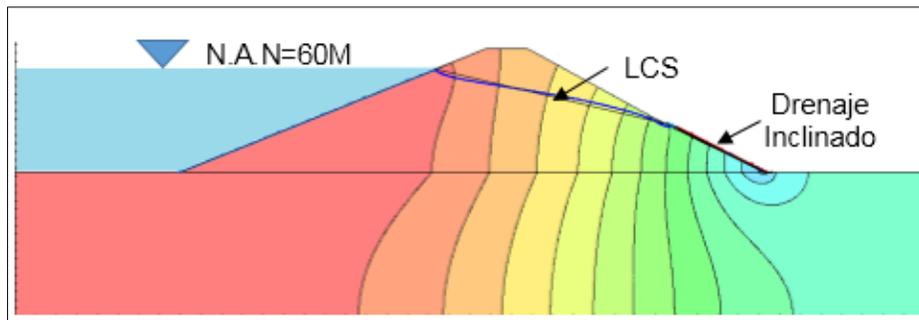


Figura 3.38 Red de flujo obtenida en SEEP/W para el drenaje inclinado

A partir de la trayectoria de la LCS, se definirán las regiones de las zonas saturada y parcialmente saturada como se muestra en la Figura 3.39:

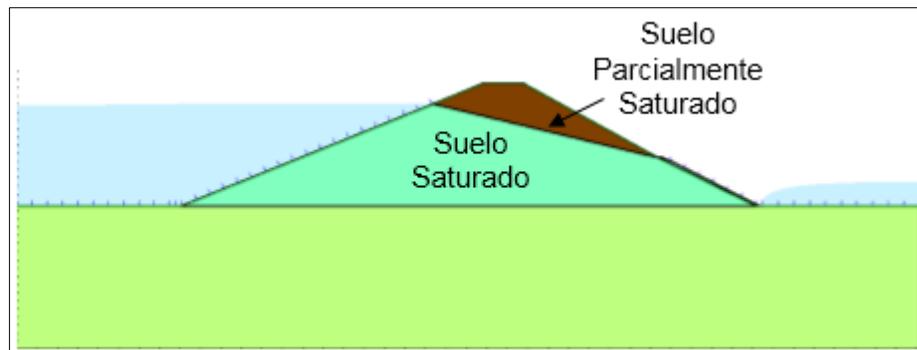


Figura 3.39 Delimitación de las regiones saturada y no saturada en la cortina de la presa para el drenaje inclinado

La superficie de falla obtenida para la cimentación deformable se muestra a continuación en la Figura 3.40, donde se aprecia que se produjo una falla profunda en el talud. En las figuras 3.41 y 3.42 se observa la variación del factor de seguridad con el grado de saturación.

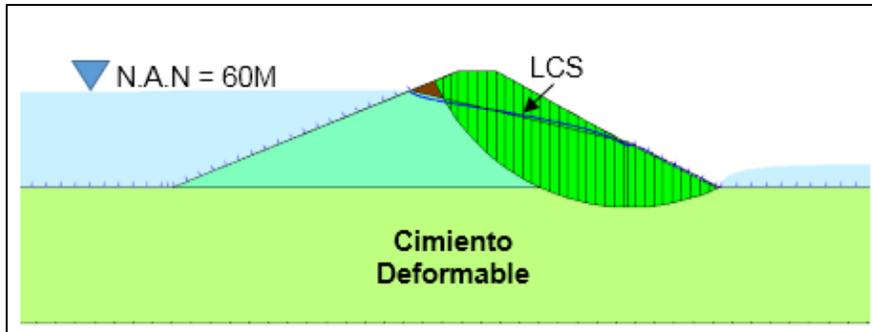


Figura 3.40 Superficie de falla para el modelo con drenaje inclinado y cimentación deformable.

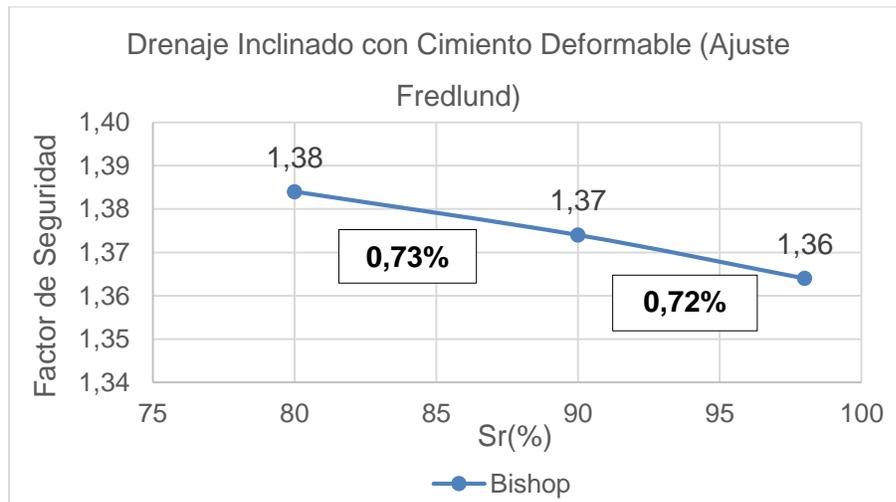


Figura 3.41 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Fredlund)

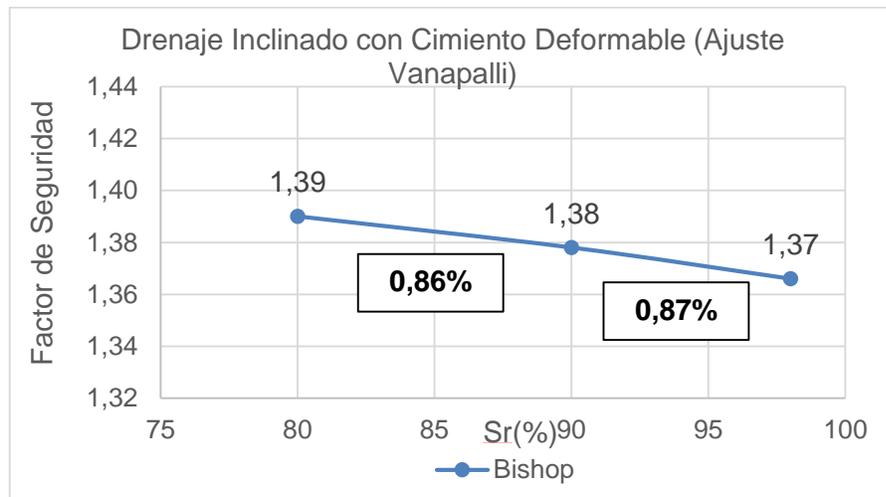


Figura 3.41 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

Como se observa en las dos figuras anteriores, para este tipo de drenaje la diferencia entre los factores de seguridad para los grados de saturación empleados es prácticamente despreciable, siendo esta aún menor que la diferencia obtenida para los modelos con colchón de drenaje y cimentación deformable. La mayor diferencia, obtenida entre los grados de saturación 98% y 80%, es de apenas un 1,45% para el ajuste de Fredlund y un 1,73% para el ajuste de Vanapalli.

A continuación se muestra en la figura 3.42 la superficie de falla generada en SLOPE/W, esta vez asignando al modelo una cimentación indeformable:

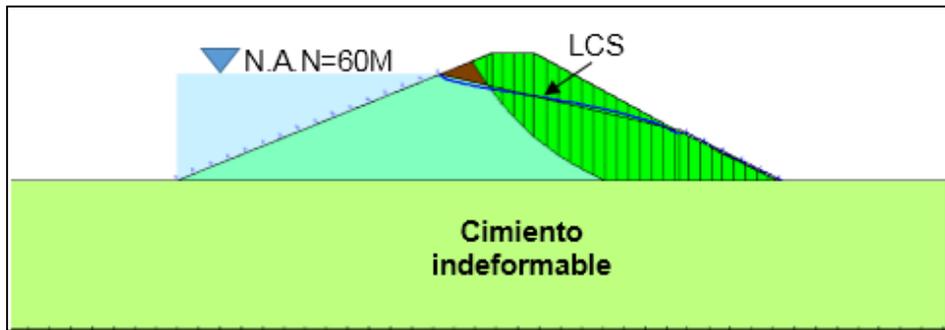


Figura 3.42 Superficie de falla para el modelo con drenaje inclinado y cemento indeformable

Al igual que en los casos anteriores donde se utilizó la cimentación indeformable, aquí también se produjeron fallas de pie de talud para todos los grados de saturación analizados, produciéndose la infiltración del agua solamente por el talud aguas arriba de la cortina. Para este caso se obtuvieron los siguientes resultados, también por el método de Bishop, con respecto al comportamiento del factor de seguridad.

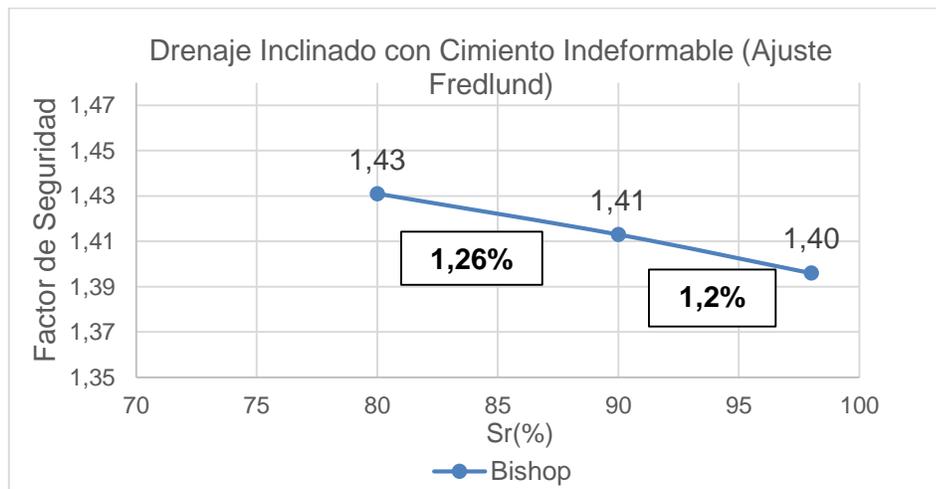


Figura 3.43 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Fredlund)

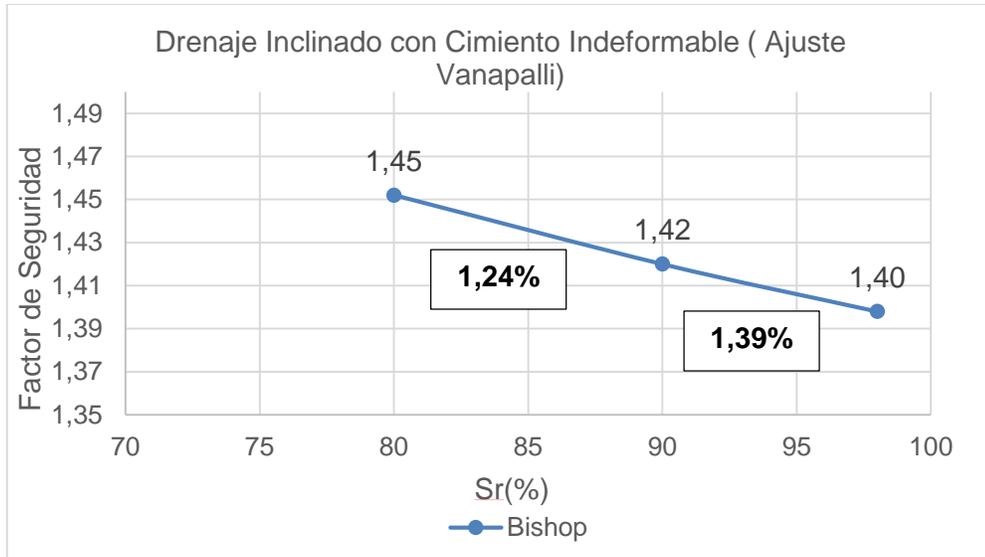


Figura 3.44 Variación del factor de seguridad con el grado de saturación (Ajuste Vanapalli)

Como se aprecia en las figuras anteriores, contrariamente a lo que ocurre con el colchón de drenaje, la diferencia entre los factores de seguridad para los modelos con drenaje inclinado no es significativa ni siquiera cuando se asigna a la cimentación la condición de “indeformable”. Esto se debe a que la zona parcialmente saturada en la cortina de la presa es muy pequeña, predominado en el análisis de estabilidad el efecto de la presión positiva del agua. El incremento total en el factor de seguridad obtenido para los grados de saturación extremos empleados fue de un 2,45% para el ajuste de Fredlund y de un 3,72% para el ajuste de Vanapalli.

Conclusiones Parciales

- Tanto los valores de los factores de seguridad como las diferencias obtenidas entre ellos para los suelos saturado y parcialmente saturado, son ligeramente mayores cuando se utiliza el método de ajuste de Vanapalli. Aun cuando estas diferencias son más elevadas a medida que aumenta la resistencia de la cimentación de la presa, nunca alcanzan un valor mayor del 5% por lo que no son significativas.
- 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 Fredlund y Vanapalli, de un 7,5 % por cada disminución del 10% en el grado de saturación para el caso de la cimentación deformable, mientras que este incremento fue de 13,12% en los modelos con cimentación indeformable.
- En la etapa de explotación, para aquellos modelos donde se consideró la cimentación deformable, no se registraron incrementos significativos en los factores de seguridad a partir de la disminución del grado de saturación en el suelo de la cortina. Esta tendencia se mantuvo en los dos tipos de drenajes empleados, siendo prácticamente inexistente cuando se emplea el drenaje inclinado, debido a la gran cantidad de material saturado que provoca la trayectoria de la LCS.
- Al considerar durante la etapa de explotación que la cimentación es indeformable y no se ve afectada por las filtraciones, el incremento porcentual promedio en los valores del factor de seguridad por cada disminución del 10% en el grado de saturación, obtenidos mediante los métodos de ajustes de Fredlund y Vanapalli, fue de un 10,17% para los modelos con colchón de drenaje; mientras que, en aquellos que cuentan con drenaje inclinado, este incremento fue de un 1,27% por lo que no fue significativo.
- El incremento total del factor de seguridad obtenido para la cimentación indeformable, hallado entre los modelos con la cortina saturada y su grado de saturación a un 80%, fue el doble que el incremento registrado en los modelos con cimentación deformable tanto en la etapa de final de construcción como en la etapa de explotación para el caso en se utilizó el drenaje inclinado. Para los modelos con colchón de drenaje, el incremento total obtenido para la cimentación indeformable fue seis veces mayor que el obtenido para los modelos con cimentación deformable.

Conclusiones

- La propiedad que distingue a los suelos parcialmente saturados de aquellos en estado de saturación total es la succión, la cual puede ser representada a través de la curva característica del suelo. Su empleo en la modelación, así como la corrección del peso específico y los parámetros de resistencia del suelo por los métodos de ajuste de Fredlund y Vanapalli, posibilitan una mejor caracterización de los mismos en el estado de saturación parcial, siendo una de sus principales aplicaciones el análisis de estabilidad de taludes y filtraciones en presas de tierra.
- La caracterización del suelo objeto de estudio, procedente de la laguna de Oxidación de la facultada de Ciencias Agropecuarias en la Universidad Marta Abreu de las Villas, se realizó mediante ensayos de granulometría, límites de consistencia e índice de plasticidad que posibilitaron su clasificación como una arcilla de alta compresibilidad. También se realizaron los ensayos Proctor estándar para el remoldeo de las muestras, el ensayo de consolidación y los ensayos de corte directo y Triaxial para obtener los parámetros de resistencia del suelo en la etapa de final de construcción y de explotación respectivamente.
- Durante la etapa de explotación, la generación de la red flujo y la obtención de la LCS para delimitar las zona saturada de la parcialmente saturada en la cortina de la presa, permiten un acercamiento más realista a los estados tensional y resistente del suelo y, por tanto, responden a un criterio menos conservador acerca de su verdadera resistencia.
- Para la geometría analizada, la mecánica de suelos parcialmente saturados puede ser incorporada al análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra durante la etapa de final de construcción, obteniéndose un incremento en el factor de seguridad de hasta un 33,63%, dependiendo del grado de saturación de la cortina, de la naturaleza de la cimentación y, en menor medida, del método de ajuste empleado.
- Durante la etapa de explotación de la presa, el tipo de drenaje utilizado para el control de las filtraciones condiciona considerablemente el incremento del factor de seguridad con la disminución del grado de saturación en la cortina. En los modelos donde se empleó el colchón de drenaje solo se obtuvo un incremento significativo cuando se consideró la cimentación como indeformable; mientras que, para el drenaje inclinado, la diferencia existente entre considerar la cortina de la presa saturada o parcialmente saturada en el análisis de estabilidad puede ser despreciada.

- El aumento de las propiedades resistentes de la cimentación y la consecuente disminución de la profundidad de la superficie de falla, provocan no solo un aumento del factor de seguridad, sino también su incremento con la disminución del grado de saturación, debido a que existirá un mayor número de dovelas que tengan su base en la zona parcialmente saturada.

Recomendaciones

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

Referencias Bibliográficas

- M. A. Alfaro Soto. (2004). *Comparación entre Métodos de Imposición y Control de la Succión en Ensayos con Suelos no Saturados*. (Doctor en geotecnia), Universidad de Sao Paulo.
- M. A. Alfaro Soto. (2008). Geotécnica en Suelos no Saturados. *Revista de la Academia Colombiana de Ciencias*, 32, 11.
- S. Angelone. (2012). Redes de Filtración en Presas de Tierra.
- R. Armas Novoa, & 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.
- M. Barrera Bucio, & P. Garnica Anguas. (2002). Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres. *Publicación técnica*(198).
- A. Cardona, P. H. Kohan, R. D. Quinteros, & M. A. Storti. (2012). MODELOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS PARA LA DETERMINACIÓN DE INFILTRACIÓN EN PRESAS DE MATERIAL SUELTO. ANÁLISIS DE SU USO Y SENSIBILIDAD.
- B. M. Das. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*: Thomson Learning:.
- C. E. Espinoza Durán, T. Berzoza, & L. Enrique. (2013). *Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI*.
- I. Flores Berenguer. (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.
- D. Fredlund, A. Xing, & S. Huang. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 533-546.
- D. G. Fredlund. (2005). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 321, 36.
- D. G. Fredlund, & H. Rahardjo. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*: John Wiley & Sons.
- J. García Tristá. (2015). *Análisis del comportamiento tenso-deformacional de suelos parcialmente saturados en Cuba*. (Doctor en Ciencias Técnicas), Instituto Superior Politécnico "José Antonio Echeverría".
- S. Jimenes. (1993). Hacia una mecánica de Suelos no Saturada. *Revista Ingeniería Civil v*, 145-164.
- J. Krahn. (2004a). Seepage modeling with SEEP/W: An engineering methodology. *GEO-SLOPE International Ltd. Calgary, Alberta, Canada*.
- J. Krahn. (2004b). Stability modeling with SLOPE/W: An engineering methodology. *The 1th Edt. Canada*.
- T. W. Lambe. (1958). The engineering behavior of compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 84(2), 1-35.
- X. E. Melo Zabala. (2010). *Influencia de la Succión en la Resistencia al Corte de Suelos Reconstituidos Derivados de Rocas Lodosas*. (Master), Universidad Nacional de Colombia.
- 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, .
- C. Ng, L. Zhan, C. Bao, D. Fredlund, & B. Gong. (2003). Performance of an unsaturated expansive soil slope subjected to artificial rainfall infiltration. *Geotechnique*, 53(2), 143-157.
- A. E. Palavecino Ramos. (2015). *Modelación bidimensional del flujo generado por la rotura de una presa de tierra, utilizando el programa IBER*. (Master), Escuela Politécnica Internacional, Quito.
- G. Quevedo Sotolongo. (2014).
- H. Rahardjo, T. Lim, M. Chang, & D. Fredlund. (1995). Shear-strength characteristics of a residual soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(1), 60-77.
- R. D.-R. Tenreiro. (2003). *Pequeños embalses de uso agrícola*: Mundi Prensa Libros SA.
- G. Torres Hernandez. (2011). *Estimating the Soil-Water Characteristic Curve using Grain Size Analysis and Plasticity Index*. (Master), Arizona State University.
- A. Velázquez Sentmanat. (2016). *Análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra.*, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas.
- C. Wolle. (2004). Algumas considerações sobre a utilização dos novos conceitos de comportamento dos solos não saturados em projetos de engenharia. *5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, 25, 635-641.

Anexos

Anexo 1 Resultados del ensayo de granulometría e hidrómetro.

Suelo Laguna de Oxidación. Universidad Central Marta Abreu de Las Villas

Tamizado

Tabla 1a. Granulometría Muestra 1

Muestra # 1				
Tamiz	Diámetro (mm)	Retenido (g)	Pasa (g)	Pasa (%)
3"	75.00	0.00	44.7	100
2"	50.00	0.00	44.7	100
1.5"	37.50	0.00	44.7	100
1"	25.00	0.00	44.7	100
3/4"	19.00	0.00	44.7	100
3/8"	9.50	0.00	44.7	100
No 4	4.75	0.00	44.7	100
No10	2.00	0.00	44.7	100
No 20	0.85	0.11	44.6	100
No 40	0.43	0.19	44.4	99
No 60	0.25	0.33	44.0	99
No 140	0.11	0.65	43.4	97
No 200	0.074	0.10	43.3	97

Tabla 1b. Granulometría Muestra 2

Muestra # 2				
Tamiz	Diámetro (mm)	Retenido (g)	Pasa (g)	Pasa (%)
3"	75.00	0.00	46.0	100
2"	50.00	0.00	46.0	100
1.5"	37.50	0.00	46.0	100
1"	25.00	0.00	46.0	100
3/4"	19.00	0.00	46.0	100
3/8"	9.50	0.00	46.0	100
No 4	4.75	0.00	46.0	100
No10	2.00	0.00	46.0	100
No 20	0.85	0.59	45.4	98.72
No 40	0.43	0.30	45.1	98.06
No 60	0.25	0.40	44.7	97.19
No 140	0.11	0.78	43.9	95.50
No 200	0.074	0.90	43.0	93.54

Tabla 1c. Granulometría Muestra 3

Muestra # 3				
Tamiz	Diámetro (mm)	Retenido (g)	Pasa (g)	Pasa (%)
3"	75.00	0.00	44.7	100
2"	50.00	0.00	44.7	100
1.5"	37.50	0.00	44.7	100
1"	25.00	0.00	44.7	100
3/4"	19.00	0.00	44.7	100
3/8"	9.50	0.00	44.7	100
No 4	4.75	0.00	44.7	100
No10	2.00	0.00	44.7	100
No 20	0.85	0.42	44.3	99
No 40	0.43	0.32	44.0	98
No 60	0.25	0.27	43.7	98
No 140	0.11	1.20	42.5	95
No 200	0.074	0.60	41.9	94

Tabla 1d. Granulometría Muestra 4

Muestra # 4				
Tamiz	Diámetro (mm)	Retenido (g)	Pasa (g)	Pasa (%)
3"	75.00	0.00	45.4	100
2"	50.00	0.00	45.4	100
1.5"	37.50	0.00	45.4	100
1"	25.00	0.00	45.4	100
3/4"	19.00	0.00	45.4	100
3/8"	9.50	0.00	45.4	100
No 4	4.75	0.00	45.4	100
No10	2.00	0.00	45.4	100
No 20	0.85	0.27	45.1	99
No 40	0.43	0.30	44.8	99
No 60	0.25	0.31	44.5	98
No 140	0.11	0.85	43.7	96
No 200	0.074	0.60	43.1	95

Tabla 1e. Granulometría Muestra 5

Muestra # 5				
Tamiz	Diámetro (mm)	Retenido (g)	Pasa (g)	Pasa (%)
3"	75,00	0,00	44,4	100
2"	50,00	0,00	44,4	100
1.5"	37,50	0,00	44,4	100
1"	25,00	0,00	44,4	100
3/4"	19,00	0,00	44,4	100
3/8"	9,00	0,00	44,4	100
No 4	4,50	0,00	44,4	100
No10	2,00	0,00	44,4	100
No 20	0,50	0,12	44,3	100
No 40	0,43	0,15	44,1	99
No 60	0,25	0,35	43,8	99
No 140	0,11	0,97	42,8	96
No 200	0,074	0,57	42,2	95

Tabla 1f. Granulometría Muestra 6

Muestra # 6				
Tamiz	Diámetro (mm)	Retenido (g)	Pasa (g)	Pasa (%)
3"	75.00	0.00	45.0	100
2"	50.00	0.00	45.0	100
1.5"	37.50	0.00	45.0	100
1"	25.00	0.00	45.0	100
3/4"	19.00	0.00	45.0	100
3/8"	9.50	0.00	45.0	100
No 4	4.75	0.00	45.0	100
No10	2.00	0.00	45.0	100
No 20	0.85	0.43	44.5	99.04
No 40	0.43	0.46	44.1	98.02
No 60	0.25	0.40	43.7	97.13
No 140	0.11	0.78	42.9	95.40
No 200	0.074	0.90	42.0	93.39

Hidrómetro

Tabla A -1g. Hidrómetro muestras 1-3

Muestra #1		Muestra #2		Muestra #3	
% Fino real	Diámetro (mm)	% Fino real	Diámetro (mm)	% Fino real	Diámetro (mm)
84	0.02919	85	0.02752	79	0.02832
80	0.01869	82	0.01757	76	0.01815
78	0.01089	80	0.01022	70	0.01068
75	0.00777	76	0.00735	67	0.00763
73	0.00553	74	0.00524	66	0.00541
73	0.00271	64	0.00265	58	0.00272
77	0.00110	47	0.00116	44	0.00117

Tabla A -1h. Hidrómetro muestras 4-6

Muestra #4		Muestra #5		Muestra #6	
% Fino real	Diámetro (mm)	% Fino real	Diámetro (mm)	% Fino real	Diámetro (mm)
85	0.02765	86	0.02820	88	0.02737
84	0.01761	84	0.01798	84	0.01755
79	0.01036	81	0.01049	80	0.01028
75	0.00743	77	0.00754	78	0.00735
71	0.00533	70	0.00545	77	0.00520
64	0.00268	68	0.00269	75	0.00257
43	0.00118	67	0.00111	77	0.00105

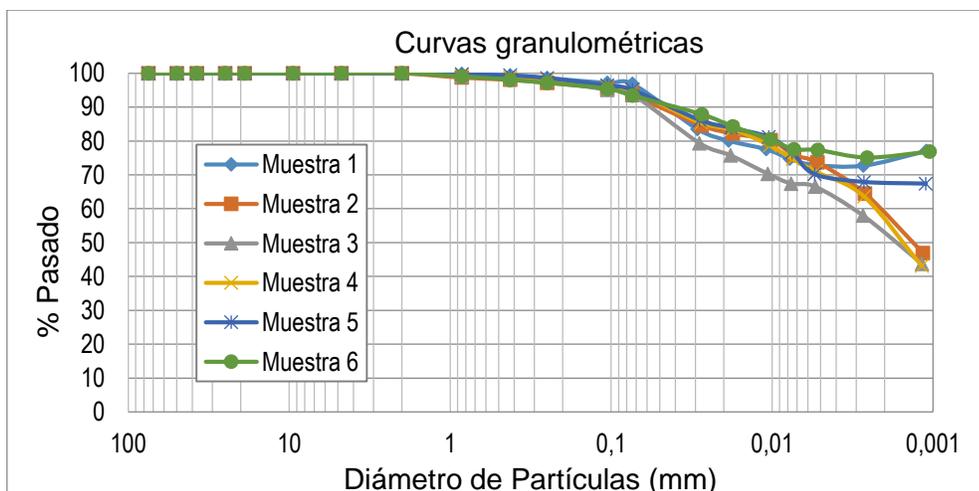


Figura 1a. Curva granulométrica del suelo de la Universidad Central Marta Abreu de las Villas

Anexo 2: Resultados de los Límites de consistencia de los suelos objeto de estudio.

Laguna de Oxidación. Universidad Central Marta Abreu de Las Villas. Villa Clara

Tabla A – 2a. Límites de consistencia suelo, Laguna de Oxidación. Villa Clara.

Muestra 1	Límite Líquido					Límite Plástico	
N° de Golpes	35	30	25	21	16		
Pesafiltro	2	136	177	98	147	93	176
Masa Húmeda(g)	28.16	29.59	29.83	28.69	29.59	27.38	27.28
Masa Seca (g)	23.03	24.68	23.75	23.32	23.58	25.20	24.98
Tara	17.76	19.67	17.86	18.09	17.88	17.77	17.21
% Humedad	97.3	98.0	103.2	102.7	105.4	29.3	29.6
Resultados Finales							
LL	101	LP	29.5	IP	71.5		

Tabla A – 2b. Límites de consistencia suelo, Laguna de Oxidación. Villa Clara

Muestra 2	Límite Líquido					Límite Plástico	
N° de Golpes	35	30	25	21	16		
Pesafiltro	72	25	132	127	122	105	146
Masa Húmeda(g)	29.89	28.69	32.36	27.33	29.23	31.65	33.35
Masa Seca (g)	24.52	23.41	25.61	22.72	23.67	28.14	29.43
Tara	18.32	17.4	17.97	17.44	17.61	17.49	17.47
% Humedad	86.6	87.9	88.4	87.3	91.7	33.0	32.8
Resultados Finales							
LL	88.7	LP	32.9	IP	55.8		

Tabla A – 2c. Límites de consistencia suelo, Laguna de Oxidación. Villa Clara

Muestra 3		Límite Líquido				Límite Plástico	
N° de Golpes	35	30	25	20	15		
Pesafiltro	55	170	114	32	147	115	173
Masa Húmeda(g)	31.11	32.74	30.99	29.65	30.66	33.20	33.70
Masa Seca (g)	24.4	25.8	25.35	23.82	24.53	30.11	30.95
Tara	16.49	17.91	18.81	17.34	17.88	16.85	19.08
% Humedad	84.8	88.0	86.2	90.0	92.2	23.3	23.2
Resultados Finales							
LL	88	LP	23.2	IP	64.8		

Tabla A – 2d. Límites de consistencia suelo Villa Clara.

Muestra 4		Límite Líquido				Límite Plástico	
N° de Golpes	35	30	25	21	16		
Pesafiltro	40	32	25	126	166	89	117
Masa Húmeda(g)	30.38	32.26	29.07	30.01	29.44	29.88	28.83
Masa Seca (g)	25.21	25.27	23.1	24.33	23.6	27.23	26.43
Tara	19.3	17.34	16.49	18.08	17.43	17.92	17.96
% Humedad	87.5	88.1	90.3	90.9	94.7	28.5	28.3
Resultados Finales							
LL	90	LP	28.4	IP	61.6		

Tabla A – 2e. Límites de consistencia suelo Villa Clara.

Muestra 5		Límite Líquido				Límite Plástico	
N° de Golpes	35	30	25	21	16		
Pesafiltro	114	77	156	89	138	21	76
Masa Húmeda(g)	31.58	28.58	30.43	30.08	28.43	26.96	25.85
Masa Seca (g)	25.37	22.87	24.24	24.14	23.2	24.77	23.99
Tara	18.81	16.97	17.85	18.02	17.8	17.50	17.78
% Humedad	94.7	96.8	96.9	97.1	96.9	30.1	30.0
Resultados Finales							
LL	96.5	LP	30	IP	66.5		

Tabla A – 2f. Límites de consistencia suelo Villa Clara.

Muestra 6	Límite Líquido					Límite Plástico	
N° de Golpes	35	30	25	21	16		
Pesafiltro	116	170	120	69	17	59	149
Masa Húmeda(g)	28.37	32.08	29.01	31.45	33.06	28.26	27.40
Masa Seca (g)	23.24	25.28	23.39	24.8	25.82	25.79	25.49
Tara	17.61	17.91	17.32	17.67	18.06	17.62	19.20
% Humedad	91.1	92.3	92.6	93.3	93.3	30.2	30.4
Resultados Finales							
LL	93	LP	30.3	IP	62.7		

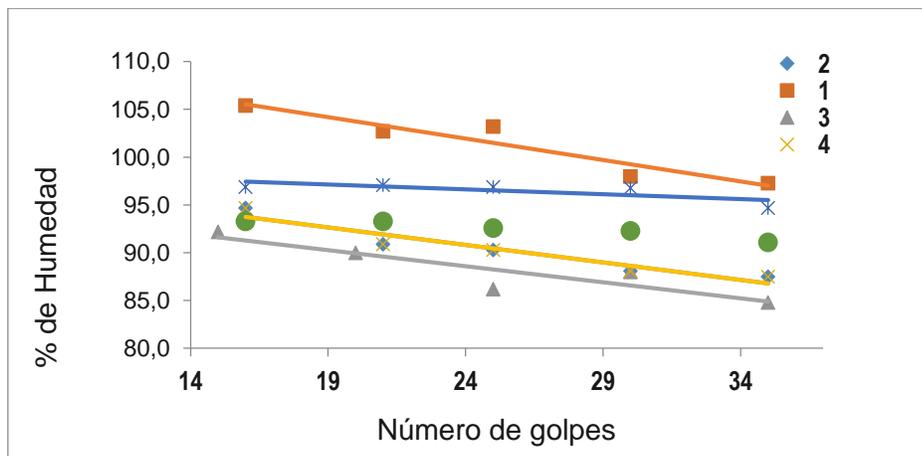


Figura A - 2a. Límites de consistencia suelo Laguna Oxidación, Villa Clara.

Anexo 3 Resultados del peso específico del suelo objeto de estudio.

Laguna de Oxidación. Universidad Central Marta Abre de Las Villas. Villa Clara

Tabla A-3a. Resultados del peso específico, suelo Villa Clara, M1.

Método de la Parafina			
Densidad del líquido utilizado (g/cm³)	1,000 g/cm³		
Nº del espésimen	1	2	3
Masa húmeda del espécimen suspendido en el aire (Wh) (g)	23.4	22.63	22.85
Masa húmeda del espécimen cubierto con parafina suspendido (Wp) (g).	25.35	25.02	25.53
	9.57	8.76	8.65

Masa húmeda del espécimen cubierto con parafina suspendido y sumergido en el agua (Wpw) (g).			
Peso específico húmedo (γ_f)	16.88	16.34	16.15
Peso específico seco (γ_s)	12.12	11.78	11.59
Determinación de las humedades			
Nº del pesafiltro	19	16	17
Masa húmeda + tara (WhT) (g)	99.72	96.64	91.17
Masa seca + tara (WsT) (g)	81.9	80.32	75.98
Tara (T) (g)	36.55	37.37	37.31
Humedad %	39.3	38.7	39.3

Tabla A-3b. Resultados del peso específico, suelo Villa Clara, M2.

Método de la Parafina			
Densidad del líquido utilizado (g/cm ³)	1,000 g/cm ³		
Nº del espécimen	1	2	3
Masa húmeda del espécimen suspendido en el aire (Wh) (g)	25.85	26.84	26.32
Masa húmeda del espécimen cubierto con parafina suspendido (Wp) (g).	27.93	29.4	29.12
Masa húmeda del espécimen cubierto con parafina suspendido y sumergido en el agua (Wpw) (g).	10.22	10.36	10.2
Peso específico húmedo (γ_f)	16.48	16.28	16.35
Peso específico seco (γ_s)	11.71	11.51	11.57
Determinación de las humedades			
Nº del pesafiltro	11	12	13
Masa húmeda + tara (WhT) (g)	104.2	98.44	97.38
Masa seca + tara (WsT) (g)	84.67	80.31	79.81
Tara (T) (g)	36.74	36.46	36.29
Humedad %	40.7	41.3	41.3

Tabla A-3c. Resultados del peso específico, suelo Villa Clara, M3.

Método de la Parafina			
Densidad del líquido utilizado (g/cm ³)	1,000 g/cm ³		
Nº del espésimen	1	2	3
Masa húmeda del espécimen suspendido en el aire (Wh) (g)	33.6	34.1	29.55
Masa húmeda del espécimen cubierto con parafina suspendido (Wp) (g).	36.1	36.92	33
Masa húmeda del espécimen cubierto con parafina suspendido y sumergido en el agua (Wpw) (g).	15.2	15.72	12.22
Peso específico húmedo (γ_f)	18.21	18.54	17.13
Peso específico seco (γ_s)	13.99	14.24	13.12
Determinación de las humedades			
Nº del pesafiltro	23	24	25
Masa húmeda + tara (WhT) (g)	98.33	101.24	95.57
Masa seca + tara (WsT) (g)	84.3	86.65	81.84
Tara (T) (g)	37.73	38.28	36.98
Humedad %	30.1	30.2	30.6

Tabla A-3d. Resultados del peso específico, suelo Villa Clara, M4.

Método de la Parafina			
Densidad del líquido utilizado (g/cm ³)	1,000 g/cm ³		
Nº del espésimen	1	2	3
Masa húmeda del espécimen suspendido en el aire (Wh) (g)	29.2	32.26	27
Masa húmeda del espécimen cubierto con parafina suspendido (Wp) (g).	31.02	34.62	29.78
Masa húmeda del espécimen cubierto con parafina suspendido y sumergido en el agua (Wpw) (g).	11.55	12.76	10.8
Peso específico húmedo (γ_f)	16.43	16.46	16.69
Peso específico seco (γ_s)	11.52	11.54	c

Determinación de las humedades			
Nº del pesafiltro	6	7	8
Masa húmeda + tara (WhT) (g)	98.71	95	108.3
Masa seca + tara (WsT) (g)	80.34	77.89	87.62
Tara (T) (g)	37.19	37.83	38.59
Humedad %	42.6	42.7	42.2

Anexo 4 Resultados del Proctor Estándar de los suelos objeto de estudio.

Laguna de Oxidación. Universidad Central Marta Abre de Las Villas. Villa Clara

Tabla A - 4a. Resultados del Proctor Estándar, suelo Laguna de Oxidación, UCLV, Villa Clara.

No	Muestra 1											
	1		2		3		4		5		6	
% de agua a añadir	4		8		12		16		20		24	
Masa de la muestra más molde	6600		6680		6750		6820		6800		6710	
Masa de la muestra	1305		1385		1455		1525		1505		1415	
Pesafiltro No	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	60	61
Masa húmeda más recipiente	304,20	341,85	311,85	327,80	310,00	298,00	272,30	281,90	275,64	298,00	231,40	237,70
Masa seca más recipiente	276,00	308,50	275,50	290,00	268,00	258,00	232,50	240,00	230,00	247,00	192,00	196,00
Tara	79,5	79,0	80,00	80,00	77,50	77,00	81,00	79,00	78,00	78,00	77,00	78,00
(%) humedad	14,35	14,53	18,59	18,00	22,05	22,10	26,27	26,02	30,03	30,18	34,25	35,34

(%) humedad promedio	14,44	18,30	22,07	26,15	30,10	34,80
Peso específico húmedo	12,91	13,71	14,40	15,09	14,89	14,00
Peso específico seco	11,29	11,99	11,80	11,96	11,45	10,39

Tabla A – 4b. Resultados del Proctor Estándar, suelo Laguna de Oxidación, UCLV, Villa Clara

No	Muestra 2											
	1		2		3		4		5		6	
% de agua a añadir	4		8		12		16		20		24	
Masa de la muestra más molde	6650		6740		6830		6910		6900		6800	
Masa de la muestra	1355		1445		1535		1615		1605		1505	
Pesafiltro No	31	32	33	34	34	36	37	38	39	40	41	42
Masa húmeda más recipiente	254,8	238,3	231,4	233	216,25	219,1	189,3	184,35	187,2	192,8	172,15	183
Masa seca más recipiente	231	217,5	206	207	189	191	163	160	159	163	145	153
Tara	66	66,5	66	66	66,5	66	65	65	65	66,5	66,5	66
(%) humedad	14,42	13,77	18,14	18,44	22,06	22,48	26,84	25,63	30,00	30,88	34,15	34,48

(%) humedad promedio	14,0995	18,2913	22,2724	26,2342	30,4404	34,3169
Peso específico húmedo	13,4097	14,3004	15,1911	15,9828	15,8838	14,8942
Peso específico seco	11,7526	12,0891	12,4240	12,6612	12,1771	11,0888

Tabla A – 4c. Resultados del Proctor Estándar, suelo Laguna de Oxidación, UCLV, Villa Clara

No	Muestra 3											
	1		2		3		4		5		6	
% de agua a añadir	4		8		12		16		20		24	
Masa de la muestra más molde	6520		6660		6750		6860		6740		6700	
Masa de la muestra	1225		1365		1455		1565		1445		1405	
Pesafiltro No	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
Masa húmeda más recipiente	242,15	227,8	212,7	212,7	232,4	215,6	188,7	188,7	196,95	196,95	193,45	193,45
Masa seca más recipiente	219,6	207	190	190	202	188	161,9	161,9	167	167	162	162
Tara	66	66,5	66	66	65,5	66	65	65	65	66,5	66	66
(%) humedad	14,68	14,80	18,31	18,31	22,27	22,62	27,66	27,66	29,36	29,80	32,76	32,76
(%) humedad promedio	14,74		18,31		22,45		27,66		29,58		32,76	

Peso específico húmedo	12,12	13,51	14,40	15,49	14,30	13,90
Peso específico seco	10,57	11,42	11,76	12,13	11,04	10,47

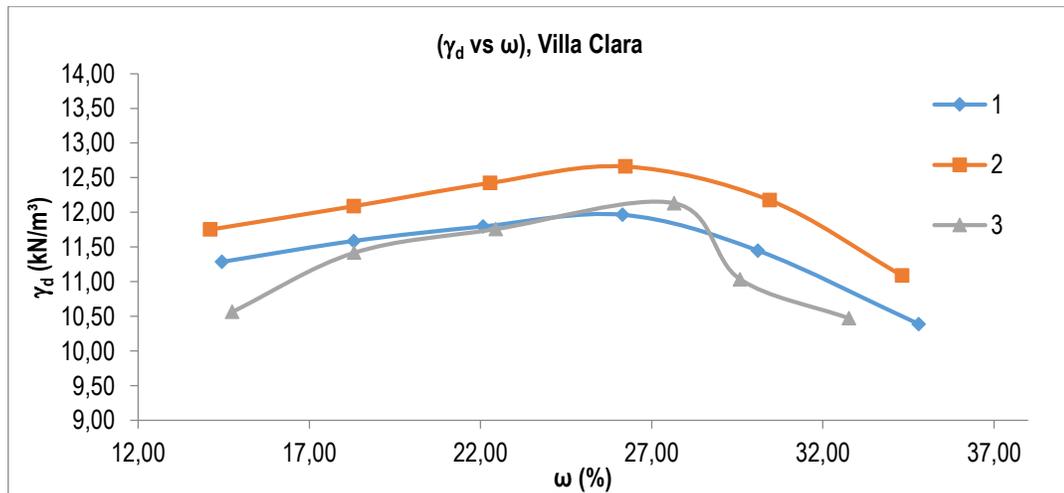


Figura A-4a. Curvas de $(\gamma_d vs \omega)$ para el suelo Villa Clara.

Anexo 5 Resultados experimentales del ensayo de succión

$$e = 0,865$$

Tabla A-5a. Determinación de la humedad de cada muestra en la rama de humedecimiento

Muestras en humedecimiento					
Muestras	Wcil	Wcil+Ws	Wcil+Wh	w(%)	Sreal
1	126,92	198,74	215	0,22640	0,51635
2	126,91	185,6400	201,12	0,26358	0,60115
3	126,34	185,1000	203,3	0,30973	0,70641
4	132,46	191,5100	212,06	0,34801	0,79371
5	133,34	192,2800	215,52	0,39430	0,89928
6	135,23	194,1900	219,5	0,42927	0,97905

Tabla A-5b. Determinación de la humedad de cada muestra en la rama de secado

Muestras en secado					
Muestras	Wcil	Wcil+Ws	Wcil+Wh	w(%)	Sreal
1	126,04	184,98	188,42	0,06	0,133112
2	125,51	184,62	195,17	0,18	0,407061
3	131,49	190,42	204,17	0,23	0,532151
4	132,53	191,42	207,66	0,28	0,628945
5	134,25	193,0	212,25	0,33	0,747294
6	137,71	196,46	218,6	0,38	0,859485
7	134,94	193,85	216,14	0,38	0,862958
8	133,58	192,69	216,303	0,40	0,911085

Tabla A-5c. Determinación de la succión para la rama de humedecimiento

Succión Matricial, muestras en humedecimiento						
Muestras	W Húmedo	W Seco	P. Inferior			
	P. Inferior	P. Inferior	w abajo	w% Inferior	Log Succión	Succión (kPa)
1	0,3059	0,2111	0,0948	30,9905	1,5103	32,3854
2	0,3062	0,2236	0,0826	26,9758	1,9122	81,6995
3	0,2814	0,2123	0,0691	24,5558	2,1545	142,7135
4	0,2853	0,2181	0,0672	23,5542	2,2547	179,7750
5	0,2728	0,2134	0,0594	21,7742	2,4329	270,9588
6	0,2665	0,2179	0,0486	18,236	2,787	612,402

Tabla A-5d. Determinación de la succión para la rama de secado

Succión Matricial, muestras en secado						
Muestras	W Húmedo	W Seco	P. Inferior			
	P. Inferior	P. Inferior	w abajo	w% Inferior	Log Succión	Succión (kPa)
1	0,3110	0,2211	0,0899	28,91	1,72	52,35
2	0,2875	0,2169	0,0706	24,56	2,15	142,69
3	0,2832	0,2161	0,0671	23,69	2,24	174,09
4	0,2819	0,2170	0,0649	23,02	2,31	203,22
5	0,2698	0,2131	0,0567	21,02	2,51	322,73
6	0,2697	0,2185	0,0512	18,98	2,71	515,46
8	0,2693	0,2196	0,0497	18,46	2,77	582,28

9	0,2681	0,2196	0,0485	18,09	2,80	633,38
---	--------	--------	--------	-------	------	--------

Tabla A-5e. Grados de saturación para las ramas de humedecimiento y secado de la curva característica

Saturaciones	
Humedecimiento	Secado
97,905	98,3
89,928	91,1084597
79,371	86,2957768
70,641	85,9484882
60,1145	74,7293766
51,6000	62,8945432

Anexo 6 Resultados del Ensayo de Consolidación

Laguna de Oxidación. Universidad Central Marta Abre de Las Villas. Villa Clara

Tabla A – 6a. Valores obtenidos en el ensayo de consolidación, suelo Laguna Oxidación, UCLV, Villa Clara, Muestra 1.

Carga (kg/cm ²)	σ_v (kPa)	ε (%)	e	a_v (1/kPa)	1+em	mv (1/kPa)	E (kPa)	Permeabilidad (k) (cm/s)
0,25	25	0,16	0,8529	1.5E-04	1,8544	7.9E-05	12657	3.49E-09
0,5	50	0,54	0,8458	2.8E-04	1,8493	1.5E-04	6502	1.08E-08
1	100	0,94	0,8383	1.5E-04	1,8421	8.1E-05	12375	6.64E-08
2	200	2,20	0,8150	2.3E-04	1,8267	1.3E-04	7825	5.67E-08
4	400	4,78	0,7670	2.4E-04	1,7910	1.3E-04	7469	5.65E-08
2	100	5,50	0,7538	-	-	-	-	-
0	5	4.84	0.7660	-	-	-	-	-

Tabla A – 6b. Valores obtenidos en el ensayo de consolidación, suelo Laguna Oxidación, UCLV Villa Clara, Muestra 2.

Carga (kg/cm ²)	σ_v (kPa)	ε (%)	e	a_v (1/kPa)	1+em	mv (1/kPa)	E (kPa)	Permeabilidad (k) (cm/s)
0.25	25	0.01	0.8538	1.1E-05	1.8539	6.1E-06	165207	2.68E-10
0.5	50	0.11	0.8519	7.5E-05	1.8529	4.1E-05	24469	2.90E-09
1	100	0.46	0.8455	1.3E-04	1.8487	6.9E-05	14507	5.71E-08
2	200	1.49	0.8264	1.9E-04	1.8360	1.0E-04	9599	4.68E-08

4	400	3.59	0.7875	1.9E-04	1.8069	1.1E-04	9282	4.65E-08
2	100	4.30	0.7743	-	-	-	-	-
0	5	3.54	0.7885	-	-	-	-	-

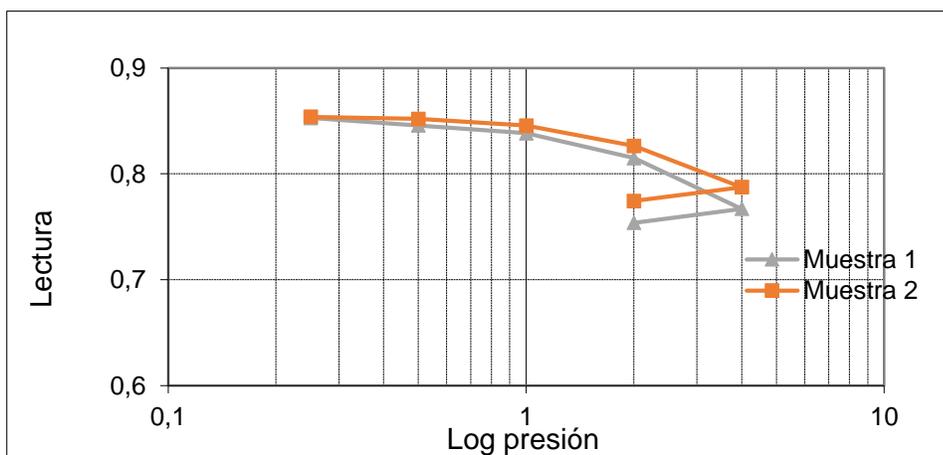


Figura A - 7a. Curvas de compresibilidad (e vs σ) suelo Villa Clara.

Anexo 7 Resultados del Ensayo de Corte Directo

Laguna de Oxidación. Universidad Central Marta Abre de Las Villas. Villa Clara

Tabla A - 7a Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, Prueba 1.

100 kPa					
Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,000
20	0,20	1,0	4,91	53,5	0,535
40	0,40	1,5	7,37	53,5	0,535
60	0,60	2,0	9,82	53,5	0,535
80	0,80	4,0	19,65	54,0	0,540
100	1,00	8,0	39,30	55,0	0,550
120	1,20	14,0	68,77	54,5	0,545
140	1,40	18,0	88,42	51,5	0,515
160	1,60	23,0	112,99	48,0	0,480
180	1,80	27,0	132,64	44,0	0,440
200	2,00	30,0	147,37	39,0	0,390
220	2,20	34,0	167,02	33,0	0,330
240	2,40	36,0	176,85	27,0	0,270
260	2,60	38,0	186,67	20,0	0,200
280	2,80	40,0	196,50	12,0	0,120

300	3,00	42,0	206,32	8,0	0,080
320	3,20	43,0	211,23	-5,0	-0,050
340	3,40	44,0	216,15	-14,0	-0,140
360	3,60	44,0	216,15	-22,0	-0,220
380	3,80	44,0	216,15	-32,0	-0,320
400	4,00	44,0	216,15	-44,0	-0,440
200 kPa					
Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0
20	0,2	1	4,90	78,0	0,8
40	0,4	1	4,90	78,0	0,8
60	0,6	2	9,80	79,0	0,8
80	0,8	5	24,49	79,0	0,8
100	1,0	12	58,78	79,5	0,8
120	1,2	19	93,08	79,5	0,8
140	1,4	24	117,57	78,5	0,8
160	1,6	31	151,86	77,5	0,8
180	1,8	36	176,35	77,0	0,8
200	2,0	40	195,95	76,5	0,8
220	2,2	43	210,64	75,0	0,8
240	2,4	46	225,34	73,0	0,7
260	2,6	49	240,04	71,0	0,7
280	2,8	51	249,83	69,0	0,7
300	3,0	53	259,63	65,0	0,7
320	3,2	55	269,43	61,0	0,6
340	3,4	56	274,33	58,0	0,6
360	3,6	57	279,23	53,0	0,5
380	3,8	57	279,23	50,0	0,5
400	4,0	58	284,12	45,0	0,5
300 kPa					
Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0,0	0,0	0,00	0,0	0,00
20	0,2	1,0	4,94	108,0	1,08
40	0,4	1,0	4,94	108,0	1,08
60	0,6	2,0	9,88	109,0	1,09
80	0,8	3,5	17,29	110,0	1,10
100	1,0	8,0	39,52	111,0	1,11
120	1,2	15,0	74,10	111,0	1,11
140	1,4	22,0	108,68	111,5	1,12
160	1,6	30,0	148,20	112,0	1,12
180	1,8	38,0	187,72	111,5	1,12
200	2,0	40,0	197,60	110,5	1,11

220	2,2	45,0	222,31	109,0	1,09
240	2,4	49,0	242,07	108,5	1,09
260	2,6	52,0	256,89	107,5	1,08
280	2,8	56,0	276,65	106,0	1,06
300	3,0	58,0	286,53	104,0	1,04
320	3,2	60,0	296,41	102,0	1,02
340	3,4	62,0	306,29	101,0	1,01
360	3,6	64,0	316,17	98,5	0,99
380	3,8	65,0	321,11	96,0	0,96
400	4,0	65,0	321,11	94,5	0,95
400 kPa					
Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0	0	0	0	0
20	0,2	1,5	7,36865951	125	1,25
40	0,4	2	9,82487934	125	1,25
60	0,6	3	14,737319	125,5	1,255
80	0,8	10	49,1243967	126,5	1,265
100	1	19	93,3363537	127,5	1,275
120	1,2	28	137,548311	128	1,28
140	1,4	34	167,022949	128,5	1,285
160	1,6	40	196,497587	128,5	1,285
180	1,8	45	221,059785	128	1,28
200	2	49	240,709544	127,5	1,275
220	2,2	53	260,359303	127	1,27
240	2,4	58	284,921501	127	1,27
260	2,6	62	304,57126	126,8	1,268
280	2,8	64	314,396139	126,2	1,262
300	3	68	334,045898	125	1,25
320	3,2	70	343,870777	124	1,24
340	3,4	71	348,783217	122,5	1,225
360	3,6	74	363,520536	121	1,21
380	3,8	75	368,432975	120	1,2
400	4	76	373,345415	119	1,19

Tabla A - 7b Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, Prueba 2.

50 kPa					
Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0,0	0	0,00	0,0	0,000
20	0,2	1	4,93	27,5	0,275
40	0,4	2	9,85	27,5	0,275
60	0,6	5	24,63	30,0	0,300

80	0,8	8	39,41	32,0	0,320
100	1,0	12	59,11	30,0	0,300
120	1,2	17	83,75	26,0	0,260
140	1,4	26	128,08	24,0	0,240
160	1,6	28	137,93	14,0	0,140
180	1,8	30	147,79	6,0	0,060
200	2,0	32	157,64	-5,0	-0,050
220	2,2	33	162,57	-9,0	-0,090
240	2,4	35	172,42	-22,0	-0,220
260	2,6	36	177,34	-50,0	-0,500
280	2,8	36	177,34	-60,0	-0,600
300	3,0	37	182,27	-72,0	-0,720
320	3,2	38	187,20	-90,0	-0,900
340	3,4	40	197,05	-102,0	-1,020
360	3,6	40	197,05	-115,0	-1,150
380	3,8	42	206,90	-120,0	-1,200
400	4,0	42	206,90	-139,0	-1,390

100 kPa

Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0,0	0	0,00	0,0	0,00
20	0,2	1	4,91	49,5	0,50
40	0,4	2	9,82	50,0	0,50
60	0,6	2	9,82	52,0	0,52
80	0,8	5	24,56	53,0	0,53
100	1,0	10	49,12	55,0	0,55
120	1,2	16	78,60	55,5	0,56
140	1,4	21	103,16	54,0	0,54
160	1,6	27	132,64	51,0	0,51
180	1,8	30	147,37	48,0	0,48
200	2,0	35	171,94	45,0	0,45
220	2,2	38	186,67	40,0	0,40
240	2,4	42	206,32	31,0	0,31
260	2,6	43	211,23	25,0	0,25
280	2,8	45	221,06	16,0	0,16
300	3,0	47	230,88	10,0	0,10
320	3,2	47	230,88	-2,0	-0,02
340	3,4	49	240,71	-11,0	-0,11
360	3,6	50	245,62	-22,0	-0,22
380	3,8	50	245,62	-34,0	-0,34
400	4,0	50	245,62	-45,0	-0,45

150 kPa

Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0,0	0	0,00	0,00	0,000
20	0,2	1	4,91	70,00	0,700

40	0,4	2	9,82	70,00	0,700
60	0,6	6	29,47	70,20	0,702
80	0,8	14	68,77	70,50	0,705
100	1,0	19	93,34	70,20	0,702
120	1,2	23	112,99	69,00	0,690
140	1,4	28	137,55	68,00	0,680
160	1,6	31	152,29	65,35	0,654
180	1,8	34	167,02	63,00	0,630
200	2,0	37	181,76	56,00	0,560
220	2,2	38	186,67	55,00	0,550
240	2,4	40	196,50	51,00	0,510
260	2,6	41	201,41	47,00	0,470
280	2,8	42	206,32	42,00	0,420
300	3,0	43	211,23	31,00	0,310
320	3,2	44	216,15	30,00	0,300
340	3,4	44	216,15	25,00	0,250
360	3,6	44	216,15	20,00	0,200
380	3,8	44	216,15	16,00	0,160
400	4,0	44	216,15	8,00	0,080
200 kPa					
Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0,0	0	0,00	0,0	0,000
20	0,2	1	4,90	94,5	0,945
40	0,4	2	9,80	94,5	0,945
60	0,6	10	48,99	94,8	0,948
80	0,8	18	88,18	96,0	0,960
100	1,0	24	117,57	95,0	0,950
120	1,2	29	142,06	93,5	0,935
140	1,4	33	161,66	92,5	0,925
160	1,6	36	176,35	91,0	0,910
180	1,8	40	195,95	89,0	0,890
200	2,0	43	210,64	86,5	0,865
220	2,2	44	215,54	84,0	0,840
240	2,4	46	225,34	81,0	0,810
260	2,6	48	235,14	78,0	0,780
280	2,8	50	244,93	74,0	0,740
300	3,0	51	249,83	70,0	0,700
320	3,2	52	254,73	66,0	0,660
340	3,4	53	259,63	62,0	0,620
360	3,6	53	259,63	58,0	0,580
380	3,8	53	259,63	54,0	0,540
400	4,0	53	259,63	49,0	0,490

Tabla A - 7c Valores de deformación vertical y esfuerzo tangencial, Prueba 3.

150 kPa					
Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento o horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0,0	0	0,00	0,0	0,000
20	0,2	1	4,87	78,0	0,780
40	0,4	1	4,87	78,5	0,785
60	0,6	1,2	5,85	78,5	0,785
80	0,8	2	9,74	78,5	0,785
100	1,0	4	19,49	78,5	0,785
120	1,2	9	43,84	80,0	0,800
140	1,4	15	73,07	79,0	0,790
160	1,6	26	126,66	78,0	0,780
180	1,8	26	126,66	76,5	0,765
200	2,0	30	146,14	73,0	0,730
220	2,2	36	175,37	70,0	0,700
240	2,4	40	194,85	68,0	0,680
260	2,6	43	209,47	64,5	0,645
280	2,8	45	219,21	61,5	0,615
300	3,0	48	233,83	57,5	0,575
320	3,2	51	248,44	53,0	0,530
340	3,4	52	253,31	47,0	0,470
360	3,6	53	258,18	41,0	0,410
380	3,8	53	258,18	36,0	0,360
400	4,0	54	263,05	27,0	0,270
250 kPa					
Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento o horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0	0	0,00	0,0	0,00
20	0,2	1	4,94	97,0	0,97
40	0,4	1	4,94	97,5	0,98
60	0,6	2,5	12,35	98,0	0,98
80	0,8	8	39,52	98,5	0,99
100	1	14	69,16	99,0	0,99
120	1,2	20	98,80	98,0	0,98
140	1,4	27	133,38	97,0	0,97
160	1,6	31	153,14	96,5	0,97
180	1,8	36	177,84	95,5	0,96
200	2	41	202,54	94,0	0,94
220	2,2	44	217,37	93,0	0,93
240	2,4	48	237,13	92,0	0,92
260	2,6	50	247,01	91,0	0,91
280	2,8	52	256,89	89,0	0,89
300	3	54	266,77	87,0	0,87
320	3,2	56	276,65	84,0	0,84

340	3,4	58	286,53	82,0	0,82
360	3,6	59	291,47	79,0	0,79
380	3,8	60	296,41	77,0	0,77
400	4	60	296,41	74,0	0,74
350 kPa					
Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0	0	0,000	0	0
20	0,2	1	4,926	135,5	1,355
40	0,4	1	4,926	135,5	1,355
60	0,6	3,5	17,242	135,5	1,355
80	0,8	14	68,967	137	1,37
100	1	21	103,451	138,5	1,385
120	1,2	28	137,935	139,5	1,395
140	1,4	33	162,566	139,5	1,395
160	1,6	38	187,197	139,5	1,395
180	1,8	42	206,902	139,5	1,395
200	2	46	226,607	139	1,39
220	2,2	49	241,386	138,5	1,385
240	2,4	52	256,165	138,2	1,382
260	2,6	53	261,091	138	1,38
280	2,8	56	275,870	137,5	1,375
300	3	57	280,796	137	1,37
320	3,2	60	295,575	137	1,37
340	3,4	60	295,575	136	1,36
360	3,6	62	305,427	135,5	1,355
380	3,8	62	305,427	134,5	1,345
400	4	62	305,427	134	1,34
450 kPa					
Desplazamiento horizontal (Divisiones)	Desplazamiento horizontal (mm)	Anillo dinamométrico (divisiones)	Esfuerzo tangencial (kPa)	Deformación vertical acumulada (div.)	Deformación vertical acumulada (mm)
0	0	0	0,000	0	0
20	0,2	1,5	7,410	173	1,73
40	0,4	2	9,880	173,2	1,732
60	0,6	2	9,880	173,2	1,732
80	0,8	7	34,581	173,2	1,732
100	1	16	79,042	175	1,75
120	1,2	22	108,683	176	1,76
140	1,4	28	138,323	178	1,78
160	1,6	33,5	165,494	177,5	1,775
180	1,8	38	187,724	178	1,78
200	2	42	207,485	178	1,78
220	2,2	46	227,245	178	1,78
240	2,4	51	251,946	178,5	1,785

260	2,6	54	266,766	178,8	1,788
280	2,8	56	276,646	179	1,79
300	3	60	296,407	179	1,79
320	3,2	62	306,287	179,5	1,795
340	3,4	64	316,167	180	1,8
360	3,6	64	316,167	180,5	1,805
380	3,8	67	330,988	181	1,81
400	4	68	335,928	182	1,82

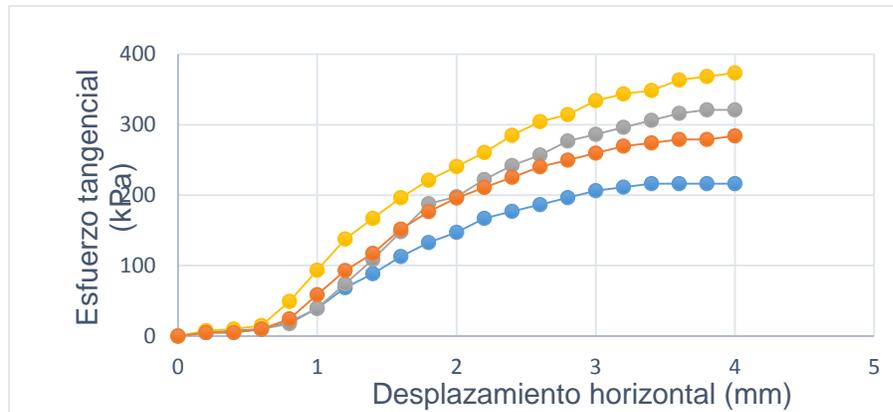


Figura A - 7a. Gráfico de esfuerzo tangencial vs deformación vertical, suelo Laguna Oxidación, UCLV, Villa Clara Prueba 1.

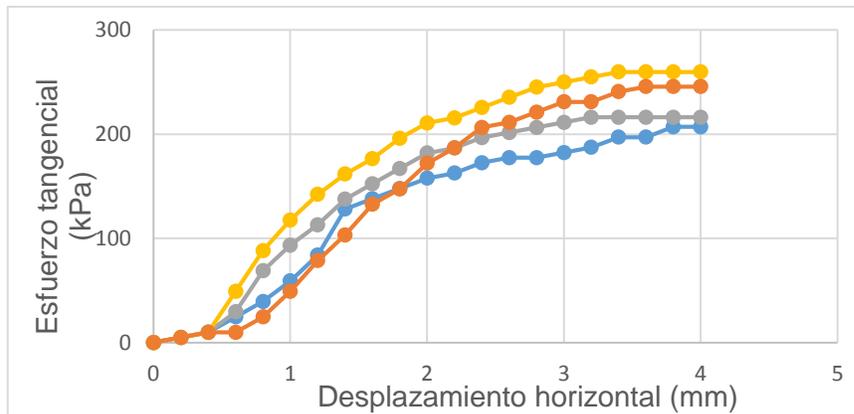


Figura A - 7b Gráfico de esfuerzo tangencial vs deformación vertical, suelo Laguna Oxidación, UCLV, Villa Clara. Prueba 2.

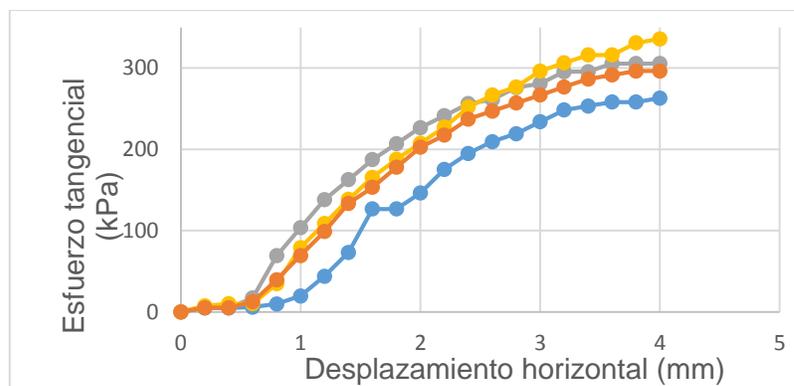


Figura A - 7c Gráfico de esfuerzo tangencial vs deformación vertical, suelo Laguna Oxidación, UCLV, Villa Clara. Prueba 3.

Anexo 8 resultados del ensayo Triaxial Consolidado no Drenado

Tabla A-8a

Prueba	L ₀ mm	A ₀ cm ²	γ _n g/cm ³	γ _f g/cm ³	γ _d g/cm ³	ω ₀ %	ω _f %	S ₀ %	S _f %
Probeta 1	75,90	11,93	1,55	1,82	1,22	33,03	49,07	70,00	112,38
Probeta 2	75,98	11,31	1,63	2,11	1,44	32,13	46,64	75,21	150,09
Probeta 3	76,06	11,08	1,62	2,20	1,50	32,30	46,69	74,58	166,30

Tabla A-8b

Prueba	(σ ₁ -σ ₃) kPa	ε %	u _f kPa	σ _{1f} kPa	σ _{3f} kPa	σ' _{1f} kPa	σ' _{3f} kPa	(σ' _{1f} /σ' _{3f})	A ---
Probeta 1	84	4	64	191,51	108,00	127,50	43,99	2,8985	0,7665
Probeta 2	96	8	91	302,07	206,00	211,33	115,26	1,8334	0,9445
Probeta 3	114	11	70	516,39	402,00	446,39	331,99	1,3446	0,6120

Tabla A-8c

Prueba	σ' (kPa)	t' (kPa)	σ (kPa)	t (kPa)	φ'	2,78	°
Probeta 1	83,66	41,70	147,68	41,70	C'	38,71	kPa
Probeta 2	161,03	47,98	251,71	47,98	φ	2,82	°
Probeta 3	386,39	57,13	456,37	57,13	C	34,89	kPa