

**Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas**

**Facultad de Construcciones**

**Departamento de Ingeniería Hidráulica**



## **TRABAJO DE DIPLOMA**

### **Análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra**

**Autor: Armando Velázquez Sentmanat**

**Tutor: Dr. Cs. Gilberto Quevedo Sotolongo**

**Santa Clara**

**2016**

**"Año 58 de la Revolución"**

**Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas**

**Facultad de Construcciones**

**Departamento de Ingeniería Hidráulica**



## **TRABAJO DE DIPLOMA**

### **Análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra**

**Autor: Armando Velázquez Sentmanat**

avsentmanat@uclv.cu

**Tutor: Dr. Cs. Gilberto Quevedo Sotolongo**

Prof. Titular Dpto. Ingeniería Civil Facultad de  
Construcciones e-mail: quevedo@uclv.edu

**Santa Clara**

**2016**

**“Año 58 de la Revolución ”**

## **PENSAMIENTO**

*“La ciencia puede divertirnos y fascinarnos, pero es la Ingeniería la que cambia el mundo”*

*Isaac Asimov*

## **DEDICATORIA**

A mis padres por ser quienes me han guiado toda mi vida de la mejor manera por los mejores caminos y por haberlo entregado todo a cambio de convertirme en un profesional.

A mi hermano por ser mi mejor ejemplo a seguir.

A mi novia por ayudarme y acompañarme y ser mi consejera en los momentos más difíciles.

A mis abuelos por preocuparse siempre por mí.

A mi familia.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres, a mi hermano, a mi novia y su familia por admirarme como un hijo más, a Yennifer, a Sofi por darme alegría en los momentos de cansancio, a mis abuelos, a mis padrinos, a mi familia, a mis amigos, a mi tutor por brindarme su experiencia, a todos los que me han ayudado a cumplir esta meta.

## RESUMEN

El presente trabajo realiza un estudio del estado del arte de la estabilidad de taludes y filtraciones en presas de tierra, haciendo énfasis en los principales métodos analíticos que se han desarrollado a lo largo del tiempo y su fundamentación teórica. Se hace una investigación de los softwares existentes para el análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra y su relación con los métodos teóricos estudiados.

Utilizando el software GeoStudio 2007 se realizan los estudios de las problemáticas de este trabajo y se expone el porqué de la elección, guiada fundamentalmente por la posibilidad del programa de analizar los resultados en 2D. Mediante el mismo se referencia la forma de modelar el comportamiento de las filtraciones y la estabilidad taludes haciendo énfasis en cada una de las fases de la modelación, de la geometría, de las cargas y de los materiales como aspecto de especial cuidado. Se brindan los resultados de las corridas del programa, observándose los datos que ofrece según lo que se desea analizar del comportamiento de la estructura ante las condiciones impuestas.

A partir de los estudios y de la solución a las problemáticas planteadas en el trabajo se establece un procedimiento general para el estudio de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra.

Todo lo anterior se desarrolla siguiendo una estructura metodológica, analizando distintos problemas típicos y proponiendo recomendaciones que sirvan tanto en la impartición docente de las asignaturas de estas temáticas como para los proyectistas de este tipo de estructura.

Palabras Claves: Filtraciones, Estabilidad de taludes, Presas

## ABSTRACT

This paper makes a study of the state of the art of slope stability and seepage in earth dams, emphasizing the main analytical methods that have been developed over time and its theoretical foundation. An investigation of existing for the analysis of seepage and slope stability of earth dams and their relationship with the theoretical methods studied software is made.

Using the GeoStudio 2007 software studies the problems of this work are made and why the election is exposed, mainly driven by the ability of the program to analyze the results in 2D. By same reference shape model the behavior of seepage and slope stability emphasizing each of the phases of modeling, the geometry of the load and materials as aspect of special care. The results of the runs of the program are provided, showing the data provided according to what you want to analyze the behavior of the structure under the conditions imposed.

From studies and solution to the issues raised in the work a general procedure for studying seepage and slope stability of earth dams is established.

All this is developed following a methodological structure, analyzing various typical problems and proposing recommendations to serve both the teacher teaching the subjects of these issues to the designers of this type of structure.

**Keywords:** Seepages, Slope Stability, Dams

## TABLA DE CONTENIDOS

PENSAMIENTO .....	i
DEDICATORIA .....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
RESUMEN .....	iv
INTRODUCCIÓN .....	1
Organización del informe .....	6
CAPÍTULO 1. “Estado del arte sobre la estabilidad de taludes y las filtraciones en la modelación de presas de tierra” .....	8
1.1 La Ingeniería hidráulica y las presas de tierra .....	8
1.2 Fallas en presas de tierra. Generalidades .....	12
1.2.1 Fallas por estabilidad de taludes .....	12
1.2.2 Fallas durante la construcción.....	13
1.2.3 Fallas durante la explotación .....	14
1.2.4 Fallas por desembalse rápido.....	15
1.2.5 Fallas por licuación .....	18
1.2.6 Fallas por pérdidas por filtración .....	18
1.3 Evolución histórica del estudio de la estabilidad de taludes en presas de tierra...	19
1.4 Evolución histórica del estudio de las filtraciones en presas de tierra.....	25
1.4.1 Ley de Darcy aplicada a medios Porosos .....	28

1.4.2	Teoría de Laplace. La red de flujo.....	32
1.4.3	Teoría de la línea de corriente superior, condiciones de entrada y salida.....	33
1.4.4	Efecto del flujo sobre la estabilidad de taludes.....	39
1.5	Evolución histórica del empleo de métodos computacionales en el estudio de la estabilidad de taludes y las filtraciones en presas de tierra.....	40
1.6	Conclusiones parciales del capítulo 1 .....	44
CAPÍTULO 2. “Análisis de los métodos teóricos de estabilidad de taludes y filtraciones en presas de tierra y sus particularidades” .....		46
2.1	Generalidades de los métodos de análisis de estabilidad de taludes.....	46
2.2	Tipos de Superficies de falla de taludes.....	48
2.3	Terminología de cálculo .....	49
2.4	Métodos teóricos para el estudio de la estabilidad de taludes en presas de tierra .....	49
2.4.1	Método de las dovelas.....	49
2.4.2	Método de las dovelas: Fellenius.....	53
2.4.3	Método de Bishop.....	54
2.4.4	Método de Janbu.....	56
2.4.5	Método de Spencer .....	57
2.4.6	Método de Morgenstern-Price .....	58
2.4.7	Determinación del círculo crítico .....	58
2.5	Análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra durante el estado de carga final de construcción.....	60
2.6	Análisis de la estabilidad de taludes durante el estado de carga de operación .....	61
2.7	Análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra durante el estado de carga de desembalse rápido.....	62
2.8	Métodos teóricos para el estudio de las filtraciones en presas de tierra .....	63

2.8.1	Condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior, LCS.....	63
2.8.2	Teoría de Dupuit .....	65
2.8.3	Solución de Schaffernak y Van Iterson de la línea de corriente superior .....	68
2.8.4	Solución de Kozeny para la línea de corriente superior .....	71
2.8.5	Solución de Casagrande para la línea de corriente superior .....	73
2.8.6	Teoría de la sección transformada .....	76
2.9	Conclusiones parciales del capítulo 2 .....	79
<b>CAPÍTULO 3. “Implementación de los métodos teóricos en el programa computacional GeoStudio 2007 y sus particularidades” .....</b>		
3.1	Características generales del programa computacional GeoStudio 2007 .....	80
3.1.1	Tipos de análisis.....	82
3.1.2	Geometría y estratigrafía .....	82
3.1.3	Propiedades de los suelos .....	83
3.1.4	Condiciones de contorno del problema .....	85
3.2	Análisis de problemáticas de filtraciones en presas de tierra .....	85
3.2.1	Problemática # 1. Análisis de las filtraciones en cortina de presa de tierra a través de la solución de Schaffernak y Van Iterson.....	85
3.2.1.1	Solución manual .....	86
3.2.1.2	Red de flujo según la solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 .....	88
3.2.2	Problemática # 2. Análisis de las filtraciones en cortina de presas de tierra a través de la solución de Kozeny .....	89
3.2.2.1	Solución manual .....	89
3.2.2.2	Red de flujo según la solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 .....	91

3.2.3	Problemática # 3. Análisis de las filtraciones en cortina de presa de tierra a través de la solución de Casagrande .....	92
3.2.3.1	Solución manual .....	92
3.2.3.2	Red de flujo según la solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 .....	94
3.2.4	Problemática # 4. Análisis de las filtraciones en cortina de presas de tierra con presencia de suelo anisótropo .....	94
3.2.4.1	Solución manual .....	95
3.2.4.2	Red de flujo según la solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 .....	97
3.3	Análisis de problemáticas de estabilidad de taludes en presas de tierra .....	97
3.3.1	Problemática # 1. Análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra mediante el método de Fellenius .....	97
3.3.1.1	Solución manual según el método de Fellenius .....	98
3.3.1.2	Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 .....	100
3.3.2	Problemática # 2. Análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra mediante el método de Bishop .....	100
3.3.2.1	Solución manual según el método de Bishop .....	101
3.3.2.2	Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 .....	103
3.3.3	Problemática # 3. Análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra. Determinación de la superficie de falla crítica a través del método de Ostrovski .....	103
3.3.3.1	Solución manual por el método de Ostrovski .....	104
3.3.3.2	Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 para el centro crítico número 1 ( $O_1$ ) y $R_m$ .....	105
3.3.3.3	Solución manual por el método de Fellenius para el centro crítico número 2 ( $O_2$ ) y $R_m$ .....	108

3.4	Efecto del flujo sobre la estabilidad de taludes.....	111
3.4.1	Problemática # 1. Análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra. Efecto del flujo sobre la estabilidad de taludes. Estado de carga operación. ....	111
3.4.1.1	Solución manual al cálculo del factor de seguridad por método de Fellenius .....	111
3.4.1.2	Solución computacional al cálculo del factor de seguridad por el método de Fellenius haciendo uso del programa GeoStudio 2007 .....	113
3.4.1.3	Solución manual al cálculo del factor de seguridad por el método de Bishop .....	114
3.4.1.4	Solución computacional al cálculo del factor de seguridad por método de Bishop haciendo uso del programa GeoStudio 2007.....	115
3.4.2	Problemática # 2. Análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra. Efecto de la red de flujo sobre la estabilidad de taludes. Estado de carga desembalse rápido. 115	
3.4.2.1	Solución manual al cálculo del factor de seguridad por el método de Bishop .....	116
3.4.2.2	Solución computacional al cálculo del factor de seguridad por método de Bishop haciendo uso del programa GeoStudio 2007.....	119
3.5	Procedimiento para el análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra de acuerdo a métodos analíticos y con el uso del software GeoStudio 2007 121	
3.5.1	Procedimiento general para el análisis de las filtraciones en presas de tierra de acuerdo a métodos analíticos y con el uso del software GeoStudio 2007 .....	121
3.5.2	Procedimiento general para el análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra de acuerdo a métodos analíticos y con uso del software GeoStudio 2007 ...	122
3.6	Conclusiones parciales del capítulo 3.....	123
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	125

Conclusiones .....	125
Recomendaciones .....	126
BIBLIOGRAFÍA .....	127
Anexo.....	132

## INTRODUCCIÓN

El actual desarrollo de la Ingeniería Civil aplicada al campo de la geotecnia en correspondencia con la labor de los investigadores ha permitido la aparición y modernización de nuevos y variados métodos de modelación de fenómenos reales, logrando con esto una mayor aplicación a obras reales y un mejor entendimiento de los fenómenos y problemas que se generan en estructuras de diversos materiales. Los nuevos avances de las ciencias de la computación aplicada a la Ingeniería han permitido la obtención de soluciones más aproximadas que se acercan aún más al problema o fenómeno real. Además, el desarrollo acelerado de las tecnologías de prospección y caracterización del comportamiento de los suelos hace necesario se continúen implementando novedosos métodos científicos.

Para lograr una solución lo más real posible se debe establecer una metodología que se ajuste mejor al problema en cuestión, ligado además a la precisión que se quiera obtener y a las facilidades informáticas con que se dispongan.

Para dar solución al problema real de las filtraciones deben analizarse los métodos analíticos correspondientes, así como para el caso del análisis de la estabilidad de taludes. En el proceso de modelación también es importante la preparación de los datos que se van a introducir y de la interpretación de los valores que se van a obtener. La disposición de herramientas computacionales acelera y facilita la obtención de los datos de salida ya que estos métodos se basan según procesos iterativos; de aquí que este aspecto sea importante en la planificación de estos proyectos.

Todas estas técnicas se implementan para efectuar el análisis de cualquier tipo de obra, es por eso que la modelación ha adquirido un carácter de método científico general. Los programas computacionales profesionales que proliferan hoy en el mundo para el análisis y

diseño de presas de tierra son capaces de resolver prácticamente cualquier estructura por más compleja que esta sea en un tiempo y costo razonable con gran precisión; estos no dan una absoluta seguridad, pues los datos que se introducen no son más que los de un modelo analítico y muchos de estos modelos no son tan evidentes, por tanto, dependen más del criterio estructural del ingeniero a partir de su conocimiento teórico.

Los conocimientos teóricos acumulados en la carrera propician que puedan ser comprobados los resultados y el proceso de modelación puede ser rectificado si se presentan visibles incoherencias en cuanto al comportamiento entre el modelo y la estructura real o deja de cumplirse algún requisito.

La Facultad de Construcciones de la UCLV ha venido acumulando importantes experiencias sucesivas en diferentes investigaciones relacionados principalmente con el campo del análisis de la estabilidad de taludes, dentro de las cuales están los siguientes resultados:

1. “La estabilidad de cortinas de presas de tierra mediante la solución de los estados tenso-deformacionales y la aplicación de la teoría de seguridad” tesis presentada para optar por el grado científico de doctor en ciencias técnicas. Autor Dr. Lamberto Alvares Gil, año 1998
2. Trabajo de Diploma “Metodología para el análisis de estabilidad de taludes” de la autora Ing. Anaibys Hernández Julián. Tutores Dr. Lamberto Álvarez Gil. Ing. Michael Álvarez, Santa Clara 2014
3. Trabajo de Diploma “Análisis de estabilidad de taludes mediante técnicas de modelación en 3D utilizando Plaxis 3d Foundation” del autor Ing. Reinier Azorín Cruz. Tutores Dr. Lamberto Álvarez Gil. Ing. Michael Álvarez, Santa Clara 2014
4. Tesis Doctoral "Análisis de la estabilidad y seguridad de taludes" autor Aldo Onel Oliva González. Universidad de Oviedo, Departamento de Explotación y Prospección de Minas, Oviedo 1999

A partir de estas experiencias y ante la necesidad de estudiar las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra y sus medidas de estabilización, la investigación se fundamenta a partir de las siguientes interrogantes:

### **Interrogantes de la investigación**

¿Cuál es el estado actual del conocimiento y los enfoques que han sido utilizados históricamente en las temáticas de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra, medidas de estabilización y la modelación a través de programas de computación que se pueden aplicar en este tipo de proyectos?

¿Cómo puede utilizarse el programa computacional GeoStudio 2007 para modelar y analizar las filtraciones y los taludes como estructuras de tierra?

¿Existe correspondencia entre los resultados de la modelación de las filtraciones y del comportamiento de un talud, utilizando métodos analíticos y soluciones computacionales, y los resultados prácticos?

### **Hipótesis**

Es posible obtener un resultado fiable del estudio de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra a partir de un profundo conocimiento de las bases teóricas de los métodos analíticos existentes y la implementación de los mismos en el programa computacional GeoStudio 2007.

### **Objetivo general**

Proponer procedimiento para el análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra donde se exponga las particularidades de los métodos analíticos existentes y las vías para su utilización con el software GeoStudio 2007.

### **Objetivos específicos**

- Fundamentar teórica y conceptualmente mediante la revisión bibliográfica la modelación en el comportamiento de las presas de tierra ante las filtraciones y la estabilidad de taludes.
- Analizar las bases teóricas de los distintos métodos analíticos para su correcta aplicación en el estudio de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra.

- Definir las principales condiciones a tener en cuenta para el estudio de las filtraciones y la estabilidad de taludes empleando la modelación con la ayuda del programa de computación GeoStudio 2007.
- Aplicar los resultados del estudio realizado a ejemplos específicos para demostrar la correspondencia de los resultados con el programa computacional GeoStudio 2007.

### **Tareas Científicas**

En esta investigación el procedimiento científico efectuado se organiza de la siguiente forma:

- Recopilación bibliográfica preliminar, definición, aprobación del tema y elaboración del plan de trabajo. Estudio de los documentos normativos y de la literatura clásica sobre el tema.
- Estudio bibliográfico y análisis de la temática.
- Análisis de los métodos teóricos de filtraciones en presas de tierra y sus particularidades.
- Análisis de los métodos teóricos de estabilidad de taludes en presas de tierra y sus particularidades.
- Implementación de los métodos teóricos en el programa computacional GeoStudio 2007 y sus particularidades.
- Aplicación y análisis de resultados.

### **Novedad científica**

Procedimiento integrado para el análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra mediante la utilización de los métodos analíticos tradicionales y computacionales, comparándose los resultados obtenidos por ambos.

**Aporte científico relevante**

Utilizar técnicas avanzadas de modelación de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra y el software “GeoStudio 2007”, como forma de confrontar el conocimiento de las bases teóricas de los métodos analíticos que se implementan para la solución de este tipo de estructura de gran interés e importancia para la Ingeniería Civil.

**Valor metodológico**

Se relacionan los procedimientos de modelación existentes para la determinación de las respuestas de este tipo de estructura, de acuerdo a las condiciones reales de la problemática planteada, se realiza un estudio de la modelación de las cargas, de la geometría y del material; y el comportamiento e interrelación de estos factores sobre la estructura.

**Valor práctico ingenieril**

Se vincula toda la documentación teórica existente con la docencia en la impartición de la asignatura Presas de Tierra en la carrera de Ingeniería Hidráulica y con los proyectistas que trabajan este tipo de estructura.

## Organización del informe

### Esquema metodológico de la investigación



Figura 1: Esquema metodológico de la investigación

### Estructura de la investigación

El trabajo contará con la siguiente estructura:

- **Resumen / Abstract**
- **Índice**
- **Introducción**
- **Capítulo 1:** "Estado del arte sobre la estabilidad de taludes y filtraciones en la modelación de presas de tierra empleando técnicas computacionales".
- **Capítulo 2:** "Análisis de los métodos teóricos de estabilidad de taludes y filtraciones en presas de tierra y sus particularidades".

- **Capítulo 3:** “Implementación de los métodos teóricos en el programa computacional GeoStudio 2007 y sus particularidades.
- **Conclusiones**
- **Recomendaciones**
- **Bibliografía**
- **Anexos**

### Breve comentario de la bibliografía

Suman 69 las fuentes bibliográficas utilizadas. A continuación, se expone una caracterización de la bibliografía consultada:

<b>Fuentes bibliográficas consultadas</b>	<b>Cantidad</b>	<b>%</b>
Total de fuentes consultadas	70	100
Referidas en el texto	28	40
<b>Distribución porcentual de las fuentes</b>		
<b>Según su antigüedad</b>		
Anterior a 1990	10	14,28
Período de 1990 - 1999	11	15,71
Período del 2000 - 2015	49	70,00
<b>Según tipo</b>		
Libros, manuales y folletos	17	24,28
Artículos en revistas y periódicos e internet	34	48,57
Ponencias, conferencias, discursos, informes, talleres, comisiones, eventos	8	11,42
Tesis de doctorado, maestría, diplomado, trabajos de diplomas	11	15,71
<b>Según su carácter</b>		
Nacional	10	14,28
Internacional	60	85,71

## **CAPÍTULO 1. “Estado del arte sobre la estabilidad de taludes y las filtraciones en la modelación de presas de tierra”**

El capítulo muestra un bosquejo bibliográfico del estado actual del conocimiento sobre el análisis de la estabilidad de taludes y las filtraciones en presas de tierra, exponiéndose los conceptos principales, evolución histórica e importancia de los estudios del tema, se hace referencia a los métodos más usados a nivel mundial para cada uno de los temas.

### **1.1 La Ingeniería hidráulica y las presas de tierra**

La Ingeniería hidráulica tiene una gran importancia en nuestro tiempo. Se ocupa de la proyección y ejecución de obras relacionadas con el agua, para el propio uso de este fluido, así como para la obtención de energía hidráulica, la irrigación, potabilización, canalización, u otras, también para la construcción de estructuras en mares, ríos, lagos, o entornos similares, incluyendo, presas, represas, diques, canales, puertos, muelles, rompeolas, entre otras construcciones.

La investigación es muy valiosa para los ingenieros hidráulicos, dado que la ingeniería hidráulica se sustenta, casi en un 90%, en resultados experimentales (Fernández. 2015). Leonardo Da Vinci afirmaba: "cuando trates con el agua, consulta primero la práctica, y luego la teoría". Mucho se ha avanzado desde entonces, por los dos caminos. Las formulaciones teóricas utilizan en todo momento los instrumentos matemáticos más avanzados de cada época, pero al final aquí y allí, siempre acaba apareciendo un coeficiente empírico, una fórmula empírica, que es la forma que, al final, permite resolver el problema práctico, y que fue determinada en función de experimentos, tanto de laboratorio, como en obras construidas y operantes.

La energía producida gracias al agua es esencial para nuestro día a día, eso es indiscutible. Esta rama de la ciencia existe prácticamente desde la historia de la humanidad, ya que la lucha del ser humano para sobrevivir lo llevó a controlar la fuerza del agua para canalizar ríos y basar la economía en la agricultura.

Unos de los grandes precursores que crearon numerosos sistemas de canalización del agua fueron los romanos. Por ejemplo, el acueducto, la cloaca máxima o el complejo de baños, fueron algunos de sus aportaciones en invenciones para este tipo de energía.

No obstante, fue en el año 1795 cuando se creó el primer modelo físico hidráulico gracias al ingeniero Luí Jerónimo en un tramo del río Garona (España-Francia). Años más adelante descubrieron la relación que existía entre la fuerza de la inercia y la fuerza de fricción interna, ya que estas premisas eran de gran importancia a la hora de elaborar el diseño de los modelos hidráulicos.

La fundación del primer laboratorio en el año 1891 en Dresden (Alemania) a raíz de los grandes descubrimientos producidos anteriormente constituyó uno de los principales motores en la investigación y formación de ingenieros en esta rama.

Los Ingenieros hidráulicos tienen entre sus tareas equilibrar los excesos de unos lugares con las carencias de otros. Hacerlo posible requiere disponer de presas, embalses y canales, cuyo papel es crucial. Los trasvases que se ejecutan en Cuba en la actualidad son un ejemplo en este sentido.

Por lo que dentro de la Ingeniería Hidráulica el diseño y construcción de presas cobran relevancia y dentro de los tipos existentes, las de tierra, por sus particularidades y amplio uso.

Las presas de materiales sueltos, como también se conocen, son terraplenes artificiales construidos para permitir la contención de las aguas, su almacenamiento o su regulación. Este tipo de presa fue la más utilizada en la antigüedad. En los siglos XIX y XX tuvieron un uso bastante difundido debido al rápido desarrollo de la técnica para trabajos con tierra y roca, y por la gran variedad de esquemas constructivos que permite utilizar prácticamente cualquier suelo que se encuentre en la zona, desde materiales de grano fino hasta suelos rocosos previamente fracturados.

Las presas de tierra son relativamente económicas ya que en su construcción se emplean los suelos naturales existentes en la zona o con un mínimo de procesamiento. Las más exitosas utilizan materiales como grava, arena, limo, polvo de roca y arcilla. Su construcción se basa en el almacenamiento de agua proveniente de un río o quebradas, que posteriormente podría ser utilizada de diversas formas o combinación de estas: para consumo humano, regadío; así como también para generar electricidad, aumentar la profundidad de diversos ríos, hacerlos más navegables y controlar el caudal del agua durante los periodos de inundaciones. Es por eso, que hoy en día son de gran importancia y deben ser estables y seguras.

Las ventajas y desventajas de las presas de tierra presentadas según Oscar Andrés Estrada Restrepo, (Estrada, 2008) en Presas de terraplén, quedan resumidas en:

#### Ventajas de las presas de tierra

- Aplicable en distintos tipos de sitio (Valles amplios o gargantas estrechas).
- Adaptable a un amplio rango de condiciones de cimentación, desde rocas competentes hasta formaciones de suelos blandos y compresibles o permeables.
- Usa materiales de la zona, minimiza la necesidad de importar o transportar grandes cantidades de material.
- El diseño es flexible, muchas posibilidades de aprovechar los materiales y las condiciones.
- La construcción es mecanizada y continua.
- Los costos unitarios del terraplén suben más lentamente que los del concreto.
- Bien diseñada se puede ajustar con seguridad a un apreciable grado de asentamiento – deformación.

#### Desventajas de las presas de tierra

- Muy vulnerable por sobrevertido.
- Hay que garantizar realce para crecidas.

- Vertedero suficiente.
- Vertedero separado.
- Vulnerable filtración y erosión interna en la presa o en la fundación.

Generalmente se realiza un diseño de presa en base a las experiencias, normas, criterios y recomendaciones, obtenidas a través de estudios realizados; éste no es más que predimensionar, el cual consiste en determinar la altura, ancho de la cresta y los taludes tanto aguas arriba como aguas abajo, a los cuales posteriormente es necesario calcularle su estabilidad y realizar el estudio de filtración.

El estudio de la estabilidad de los taludes y de las filtraciones de presas de tierra constituye el campo de exposición de este trabajo.

Queda claro que las Presas de Tierra deben ser seguras y estables durante todas las fases de la construcción y de la operación del vaso. Para lograrlo, deben satisfacer los siguientes requisitos: (Ahedo, 2003)

- 1) El terraplén debe estar asegurado contra el desbordamiento durante las avenidas de proyecto, disponiendo suficiente capacidad en el vertedero de excedencias y en la obra de toma.
- 2) Los taludes de los terraplenes deben ser estables durante la construcción y en todas las condiciones que se presenten durante la operación del vaso de almacenamiento, incluyendo su rápido desembalse en el caso de las presas de almacenamiento.
- 3) El terraplén debe proyectarse de manera que no produzca esfuerzos excesivos en la cimentación.
- 4) Se deben controlar las filtraciones a través del terraplén, de la cimentación y los estribos, para que no se produzca erosión interna y por lo mismo no haya derrumbes en el área donde las filtraciones emergen. La cantidad de agua perdida por filtración debe controlarse para que no interfiera con las funciones proyectadas para la obra.
- 5) El terraplén debe estar asegurado contra el efecto de desbordamiento por el oleaje.

6) El talud de aguas arriba debe estar protegido contra la erosión producida por el oleaje y la corona y el talud de aguas abajo deben estar protegidos contra la erosión producida por el viento y la lluvia.

## 1.2 Fallas en presas de tierra. Generalidades

La posibilidad de ocurrencia de fallas en presas de tierra está determinada atendiendo a las características de cada obra. Para definir en presencia de qué tipo de falla está una presa de tierra es necesario analizar las características específicas que se muestran a continuación.

### 1.2.1 Fallas por estabilidad de taludes

El estudio de las fallas por la estabilidad de taludes sin dudas presenta gran importancia para el proyecto y construcción de las presas de tierras, y de la experiencia adquirida del estudio de las fallas ocurridas se ha podido ir perfeccionando los procedimientos de diseños.

En general la falla de talud ocurre a lo largo de una superficie llamada de falla, generalmente circular, cuando los esfuerzos actuantes en la misma superan la resistencia a cortante que se genera a lo largo de la misma, tal y como se muestra en la siguiente figura 1.1

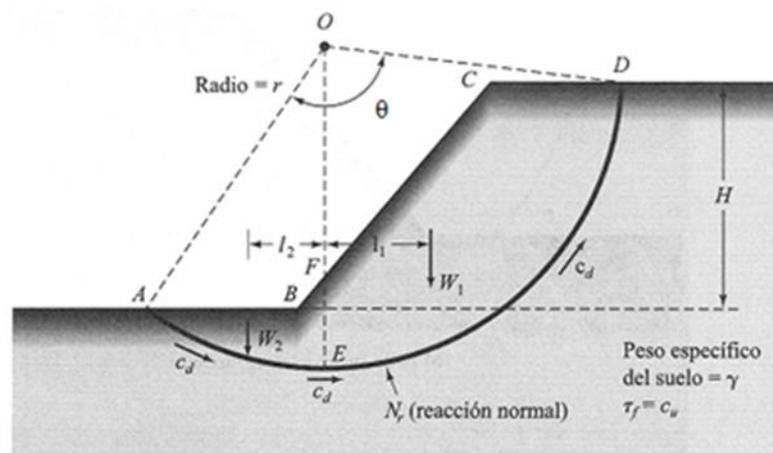


Figura 1.1 Análisis de la estabilidad de un talud mostrando una superficie de falla circular

Sobre esa base podemos afirmar que la falla de los taludes está relacionada con dos causas fundamentales que son:

- 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.

En muchas ocasiones ocurren las dos a la vez como es el caso de la ocurrencia de grandes lluvias que traen consigo el aumento del peso de la masa de suelo y por otro lado si el nivel freático asciende provoca un aumento de las presiones de poros con la consiguiente disminución de la resistencia a cortante.

A partir de estudios realizados a las fallas ocurridas en numerosas presas de tierras, se ha podido arribar a las siguientes conclusiones generales:(Quevedo, 2016)

- Las fallas ocurren predominantemente en los primeros años de la vida de la presa. Casi una tercera parte de las fallas ocurren durante el primer año y más de la mitad durante los primeros 5 años.
- El 94 % de los fallos por deslizamiento ocurrieron antes de 1940. Este tipo de fallos ocurren cada vez menos frecuente en la actualidad, motivado en gran medida por la experiencia sacada de las fallas ocurridas y por el perfeccionamiento de los procedimientos de análisis de la estabilidad de taludes y de la construcción de las presas de tierras.

Los fallos por deslizamiento de los taludes se agrupan en 3 categorías:

1. Falla durante la construcción
2. Falla durante la explotación
3. Falla durante un vaciado rápido

### **1.2.2 Fallas durante la construcción**

Este tipo de falla ocurre antes de poner en explotación la presa, estando vacía, estableciéndose las siguientes generalidades:(Quevedo, 2016)

- Son menos frecuentes que las que ocurren durante la explotación de la presa.
- Nunca han sido catastróficas.
- Se han presentado sobre todo en presas cimentadas sobre arcillas blandas, con una gran parte de la superficie de falla a través de ese material, siendo por tanto una falla profunda.
- Pueden ser rápidas o lentas, dependiendo si el material de la cimentación es homogéneo o presenta estratificaciones que favorecen el movimiento.
- La causa fundamental de ocurrencia de este tipo de fallo está relacionada con las altas presiones de poros generadas durante la construcción en la cortina y/o la cimentación, que provocan una disminución de la resistencia a cortante del suelo.

Las recomendaciones fundamentales para tratar de evitar este tipo de fallo son:

- Lograr la disipación de las presiones de poros.
- En arcillas homogéneas la posible disipación de las presiones de poros ocurre de forma lenta, pues requiere que el suelo se vaya consolidando producto del propio peso de la presa.
- En el caso de que existan estratificaciones en que alguna capa desarrolle presiones de poros elevadas con riesgo de estabilidad, el remedio puede ser más rápido con obras de alivio que abatan esas presiones neutras locales.

### **1.2.3 Fallas durante la explotación**

Estas fallas ocurren terminada la construcción de la presa y llenada la misma, lo que provoca el establecimiento de las filtraciones por debajo de la línea de corriente superior, LCS, en la cortina de la presa, ocurriendo siempre en el talud aguas abajo. (Quevedo, 2016)

Este tipo de falla puede ser:

- Profundas
- Superficiales

Las fallas profundas incluyen en su superficie de falla la cimentación de la presa y suelen ocurrir a presa llena, producto de las presiones neutras que origina el flujo de agua a través de la cortina y la cimentación.

El profesor Quevedo, (Quevedo, 2016) señala en sus conferencias que sobre este tipo de fallo se pueden establecer las siguientes generalidades:

- El deslizamiento no alivia las presiones neutras, lo que trae consigo que ocurran otras fallas ulteriores, al presentar taludes más escarpados, pudiendo llegar al desbordamiento.
- Es común que estas fallas ocurran relativa lentitud, específicamente en arcillas con velocidades un metro por día durante varios días o semanas.

Las fallas superficiales se producen después de grandes lluvias, y se han producido lo mismo en los primeros años después de la construcción que varios años después. Han ocurrido en presas donde se ha almacenado agua en el talud aguas abajo, por tener depósitos de gravas o rocas o por tener bermas con drenajes deficientes.

La causa fundamental de este tipo de falla es producto de una línea de corriente superior, LCS, muy alta y por tanto altas presiones de poros, que implican una disminución de la resistencia a cortante del material.

#### **1.2.4 Fallas por desembalse rápido**

Este tipo de fallo ocurre siempre en el talud aguas arriba, cuando se produce un desembalse relativamente rápido. Del estudio de este tipo de fallo se han podido obtener las siguientes generalidades señaladas en las conferencias de la asignatura Presas de tierra (Quevedo, 2016)

- Siempre ocurren en el talud aguas arriba y pueden ser gran magnitud.
- Nunca han provocado el colapso de la presa, pero frecuentemente han causado peligro al topar con conductos o galerías.
- El fenómeno no se repite, ya que en el primer deslizamiento en un vaciado rápido se disipa gran parte de las presiones neutras.

- Un estudio realizado por Sherard (Sherard, año 1953) en 12 presas, mostró que las fallas se presentan en casos en que el nivel del agua estuvo descendiendo a razón de 10 a 12 cm/día. Han ocurrido generalmente la primera vez que se hace la operación de vaciado rápido de forma importante.
- Este tipo de fallo suele ser relativamente lento.
- La superficie de falla que se desarrolla es frecuentemente profunda.
- El fallo se asocia con la presencia de un material arcilloso en el cuerpo de la cortina o en la cimentación.

La causa de la falla es producto que el suelo pasa de forma relativamente rápida de la condición de sumergida a saturada, manteniéndose las presiones de poros, aunque baja el nivel de agua, pues es mucho más rápido como baja el nivel de las aguas que como baja la línea de corriente superior, tal y como se muestra en la figura 1.2

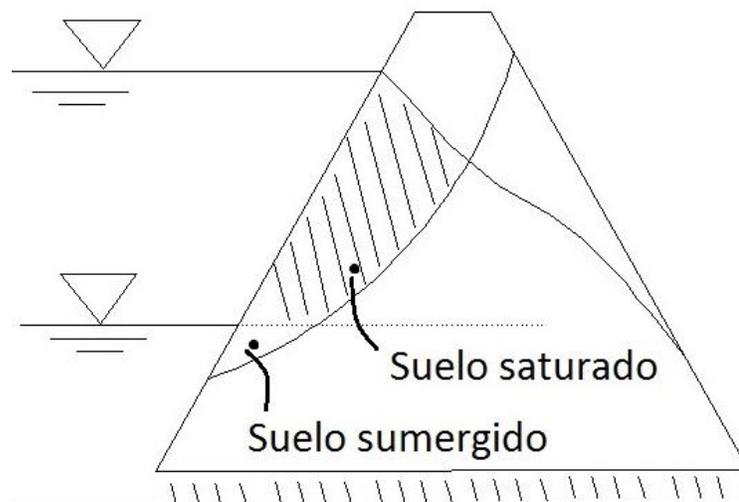


Figura 1.2 Esquema del paso del suelo de sumergido a saturado en cortina de presa de tierra

En general los fallos por estabilidad de talud están muy relacionados con el tipo de suelo utilizado para la construcción de la cortina y el de la cimentación. Se ha podido constatar que una gran mayoría de los deslizamientos han ocurrido en presas construidas con materiales finos altamente plásticos.

Sherard, citado por (Quevedo 2016), en un estudio de 65 presas en el oeste de los EEUU, determinó que fallaron por deslizamiento 14, estableciendo una relación muy clara entre las que fallaron y la finura del material utilizado, tal y como se muestra a continuación:

$D_{50} < 0.0006 \text{ mm}$	Todas fallaron
$0.0006 \leq D_{50} < 0.002 \text{ mm}$	Fallaron la mitad
$0.002 \leq D_{50} < 0.06 \text{ mm}$	Fallaron unas pocas
$D_{50} > 0.06 \text{ mm}$	Ninguna falló

En general para tratar de evitar el deslizamiento de los taludes se pueden seguir las siguientes recomendaciones:

1. Seleccionar suelos granulares,  $c = 0$  y  $\phi \geq 25^\circ$ , los que presentan altas resistencia a cortante
2. Compactar con energías altas y humedades bajas, en la rama seca
3. Adecuar la geometría de la sección, con la utilización de taludes más tendidos y el empleo de bermas

Cuando ha ocurrido la falla de un talud por deslizamiento se puede estabilizar el talud mediante:

- Construcción de bermas
- Colocación de drenes

En Cuba se han presentado fallas parciales por deslizamiento en presas de tierra, a saber:

- Presa Herradura, Pinar del Río
- Presa Lebrije, Sancti Spíritus, 2002

- Presa Zaza, Sancti Spíritus 1972. Ocurrió producto del sifonamiento que se produjo al agrietarse la tubería de desvío

### 1.2.5 Fallas por licuación

La licuación es un fenómeno que se puede presentar en limos con  $IP < 6$  y arenas no plásticas con  $D_{10} < 0.1$  mm y  $C_u < 5$ . Además de las características anteriores de los suelos propensos a la licuación, los mismos deben estar saturados y ocurrir un sismo que provoque un incremento rápido de las presiones de poros con la consiguiente disminución de la resistencia a cortante de dicho suelo, este crecimiento de las presiones de poros continua, llega a anular el esfuerzo efectivo y por tanto el suelo pierde toda su resistencia a cortante, comportándose como un líquido, de ahí el nombre de licuación. Lo explicado anteriormente puede expresarse de la siguiente forma:

$$S = \sigma' \tan \varphi = (\sigma - u) \tan \varphi; \text{ si } u \text{ llega a igualarse al esfuerzo total, } \sigma = u; \text{ entonces } S=0$$

Las medidas que se pueden tomar para que no ocurra este tipo de fallo es la de no cimentar una presa sobre un suelo propenso a la licuación, no existe ninguna otra.

### 1.2.6 Fallas por pérdidas por filtración

Las fallas por pérdidas por filtraciones son graves, pues pueden comprometer la función principal de las presas, almacenar agua. La causa de la misma está asociada a la presencia de carso o cavernas en el vaso de la presa, que provocan pérdidas de agua muy superiores de las que ocurren debido a las filtraciones a través de la cortina de la presa.

En Cuba el ejemplo más significativo de este tipo de fallo es el que ocurrió en la Presa Ejército Rebelde, en La Habana en las cercanías del parque Lenin. En dicha presa ocurrió una falla parcial por filtraciones, ocurriendo grandes pérdidas de agua a través de su vaso. De los objetivos de proyecto dicha presa cumplió con el relacionado de regular la avenida, pero no pudo cumplir el objetivo relacionado con el uso del agua almacenada para el riego, posteriormente se le ha atribuido otro objetivo, a la alimentación del manto freático, pero el mismo no fue concebido en el proyecto original de la presa.

La modelación matemática de los taludes en presas de tierra es parte de la práctica de la ingeniería geotécnica, con el objeto de analizar las condiciones de estabilidad de los taludes y la seguridad y funcionalidad del diseño.

Existe una gran cantidad de metodologías para la modelación matemática, la cual depende del objetivo del análisis y de los resultados que se deseen obtener. Los objetivos principales del análisis matemático de los taludes son los siguientes (Suarez, 2009):

- Determinar las condiciones de estabilidad del talud (si es estable o inestable y el margen de estabilidad).
- Investigar los mecanismos potenciales de falla (analizar cómo ocurre la falla).
- Determinar la sensibilidad o susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (efecto de las lluvias, sismos, etc.).
- Comparar la efectividad de las diferentes opciones de remediación o estabilización y su efecto sobre la estabilidad del talud.
- Diseñar los taludes óptimos en término de seguridad, confiabilidad y economía.
- Son varios los métodos para realizar el estudio del comportamiento de una estructura de forma general, los cuales dependen de la profundidad de los análisis que se vayan a llevar a cabo dada por la complejidad y los disponibles.

Para el desarrollo de las investigaciones del presente trabajo de diploma se analizarán los tipos de fallas posibles por estabilidad de taludes, durante construcción, durante explotación, por desembalse rápido y las provocadas por pérdidas por filtración. No se analizará el ocurrido por licuación ya que el efecto de un sismo no es objetivo del trabajo.

### **1.3 Evolución histórica del estudio de la estabilidad de taludes en presas de tierra**

Uno de los aspectos más analizados y tratados con relación a las presas de tierra lo constituye la estabilidad de sus taludes.

En (Azorín, 2014) se aparece una cronología histórica. Hasta principios del siglo XX los taludes se manejaban con normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizador de las experiencias adquiridas. Solo fue posible aplicar normas y criterios que tomasen en

cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos al diseño de taludes tras la aparición de la Mecánica de Suelos.

El estudio de la estabilidad de taludes comenzó con Coulomb, Ch. (1776), quien planteó la superficie de deslizamiento plana. La idea de que esta fuera curva la inició Collin, A. (1845), quien imaginó además mecanismos de falla similares a los que se consideran en muchos métodos prácticos actuales.

En 1916 Petterson se refirió nuevamente a las ideas de superficie de deslizamiento no plano; al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gotemburgo, Suecia, dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva. Por otra parte, Fellenius, W. (1927) propuso asimilar la superficie de falla real a una cilíndrica cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia, a fin de facilitar los cálculos, aunque se sabe que esta falla circular no representa exactamente el mecanismo real. Actualmente reciben el nombre genérico de método sueco aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular. Para el caso de los suelos con cohesión y fricción, Fellenius (1936) ideó el procedimiento de las dovelas, que consiste en dividir en dovelas la masa de tierra deslizante y analizar el equilibrio de la misma como un todo.

Rendulic, L. (1935) propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real.

Krey, H. (1936) proporcionó las ideas que permitieron a G. Gilboy y A. Casagrande desarrollar un método especial de análisis de estabilidad de taludes respecto a fallos por rotación, conocido por el nombre de procedimiento del círculo de fricción o círculo  $\phi$ .

Taylor, T.W. (1937) puso de manifiesto que la espiral logarítmica, que complica bastante los cálculos, proporciona resultados tan similares a la circunferencia, que su uso práctico no se justifica. También ideó ábacos para el cálculo del factor de seguridad de taludes homogéneos a partir de la aplicación del método del círculo de fricción.

Bishop, A. W. (1955) hizo un análisis del método de las dovelas presentado en 1936 por Fellenius, planteando una hipótesis más real en relación con las fuerzas laterales que actúan en una dovela. Tanto el método de las dovelas de Fellenius como el de Bishop, constituyen los métodos aproximados de mayor utilización mundial.

Janbu, N. (1954) obtuvo ábacos, para la determinación del factor de seguridad, asociados a círculos críticos por el pie del talud, en taludes simples y homogéneos. Posteriormente, Janbu y Col (1956) desarrollaron el método de Bishop simplificado, considerando superficies de deslizamientos que no fueran necesariamente circulares.

Bishop y Morgenstern (1960) idearon ábacos de estabilidad que indican las combinaciones de parámetros necesarios para la estabilidad en casos determinados, lo cual resulta muy útil para los cálculos preliminares.

Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación.

Antiguamente, los cálculos de estabilidad de taludes constituían un trabajo muy laborioso. Esto se ha reducido notablemente por el extendido empleo de las computadoras electrónicas que han sido introducidas a partir de los trabajos de Witman R. V. y W. A. Bailey (1967).

Sarma (1973) Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

Vanmarcke (1977) propone una solución donde los taludes son estudiados desde el campo estocástico tridimensional y realiza análisis con variabilidad espacial de los parámetros del suelo, apoyándose en la teoría de los campos aleatorios.

Veneziano y Antoniano (1979) determinaron probabilidades de falla para suelos sin fricción con propiedades estocásticas generales por un medio de un modelo plástico-teórico. (Armas and Horta, 1987).

Hassan (1999) propone un algoritmo para localizar la superficie de falla crítica basada en el índice de confiabilidad mínimo. El método está desarrollado para soportar cualquier programa de estabilidad de taludes determinístico, con superficie de falla circular y no circular.

A partir de 2001 se registra un gran número de aplicaciones y eventos a nivel mundial, que indican la preocupación por demostrar la utilidad de los métodos propuestos. Surgen autores que desarrollan algoritmos novedosos que eliminan las limitaciones del pasado y promueven la adición de herramientas numéricas como el método de Monte Carlo y el método de los Elementos Finitos. Otros autores implementan metodologías que integran los

recursos de softwares comerciales, con el fin de establecer metodologías de fácil entendimiento. Adicionalmente, los softwares comerciales de ingeniería geotécnica (pe., GeoStudio™) incorporan rutinas de análisis probabilístico a sus métodos determinísticos de análisis, facilitando el cálculo con variables aleatorias.

Low y Tang (2001) proponen un algoritmo de computador basado en hoja de cálculo incluyendo en el mismo las suposiciones de los métodos de Spencer y Bishop simplificado.

Low (2003) desarrolla una metodología práctica que involucra el cálculo del método de Spencer con inclinación variable de las fuerzas laterales de las dovelas. La superficie de falla crítica se localiza por medio de optimización restringida presentada por Low y Tang (2001). (Kerguelen, 2009).

La tabla 1.1 y la figura 1.3 que aparecen a continuación muestran en esencia la evolución del Análisis de Estabilidad de Taludes mediante los métodos desarrollados para ello. (Suarez, 2009)

Métodos	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla es espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación
Arco circular ( Fellenius, 1992)	Circulares	Momentos	Circulo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ( $\phi=0$ )
Ordinario o de Fellenius ( Fellenius, 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas
Bishop	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son

<p>simplificado (Bishop, 1955)</p>			<p>cero.</p>
<p>Janbú Simplificado ( Janbú, 1968)</p>	<p>Cualquier forma</p>	<p>Fuerzas</p>	<p>Asume que no hay fuerzas de cortante entre dovelas.</p>
<p>Sueco Modificado U.S Army Corps of Engineers ( 1970)</p>	<p>Cualquier forma</p>	<p>Fuerzas</p>	<p>Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.</p>
<p>Lowe y Karafiath (1960)</p>	<p>Cualquier forma</p>	<p>Fuerzas</p>	<p>Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.</p>
<p>Spencer ( 1967)</p>	<p>Cualquier forma</p>	<p>Momentos y fuerzas</p>	<p>La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.</p>
<p>Morgenstern y Price (1965)</p>	<p>Cualquier forma</p>	<p>Momentos y fuerzas</p>	<p>Las fuerzas entre dovelas, se asume que varían de acuerdo con una función arbitraria</p>
<p>Sarma (1973)</p>	<p>Cualquier forma</p>	<p>Momentos y fuerzas</p>	<p>Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.</p>

Tabla 1.1. Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes

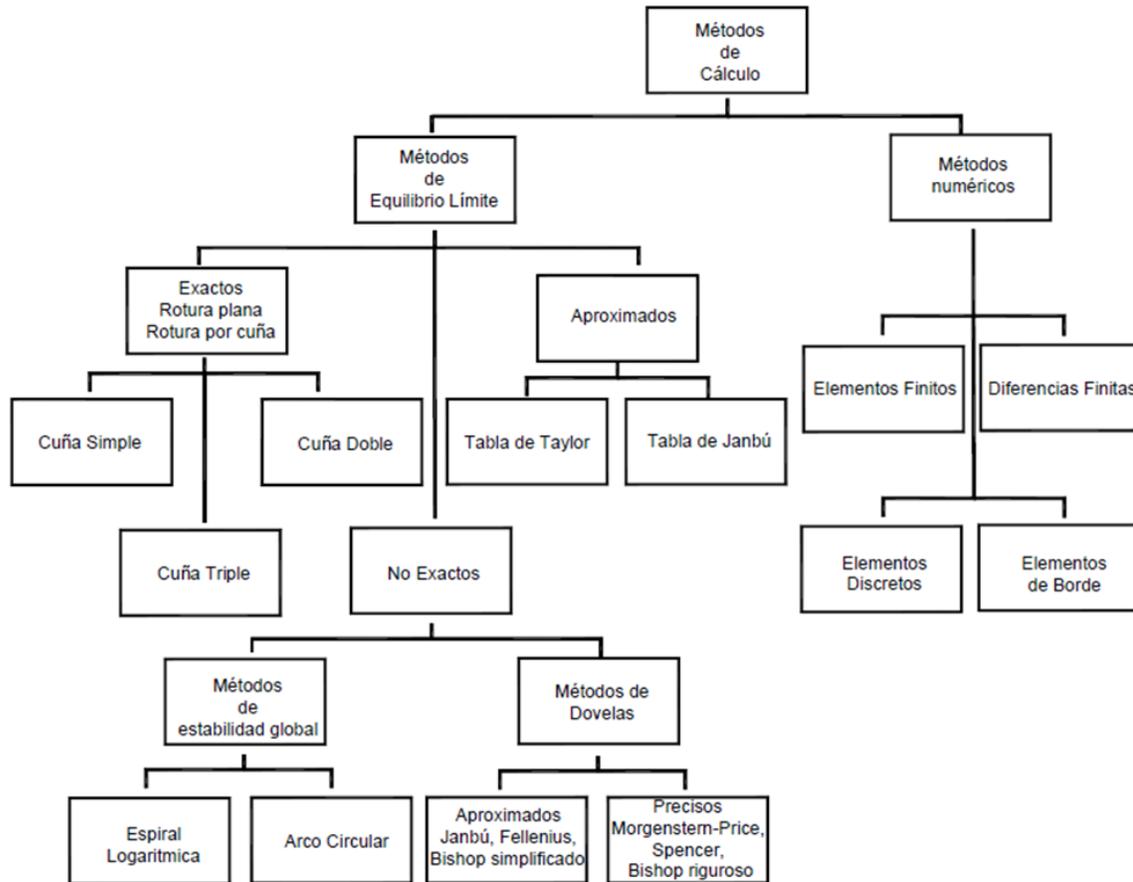


Figura 1.3. Métodos de análisis de estabilidad de taludes (Azorín, 2014)

Según (Quevedo 2016) se han estudiado distintos métodos para el análisis de la estabilidad de taludes como los mencionados anteriormente, todos basados en el método general de las dovelas, pero hasta el momento hemos partido que se conoce la superficie de falla crítica, a la cual se asocia el factor de seguridad mínimo. En un diseño en realidad esa superficie de falla crítica no se conoce y para su determinación necesariamente hay que aplicar un proceso iterativo, tanteando distintas superficies de fallas, con su radio y centro correspondiente, hasta que se encuentre la de factor seguridad mínimo.

Este proceso no es tan simple y si no se ordena puede ser muy extenso, se incluso de puede correr el riesgo de que en realidad no se encuentre el círculo crítico. Para resolver la problemática anterior varios autores han ideado procedimientos, siempre iterativos, que simplifican las iteraciones a realizar, además de garantizar la obtención del verdadero factor de seguridad mínimo asociado al círculo crítico.

Uno de los métodos más utilizados y que la práctica ha validado que da resultados confiables es el propuesto por Ostrovski.

En el método de Ostrovski se parte de las recomendaciones dadas para el  $R_m$ ,  $R_{mín}$  y  $R_{máx}$  a utilizar en función de la pendiente del talud y la altura  $H$  del mismo, tal y como se muestra en la siguiente tabla 1.2

	R/H			
Talud	1:1	1:2	1:3	1:4
$R_m$	1,65	1,95	2,60	3,60
$R_{máx}$	2,20	2,50	3,30	4,70
$R_{mín}$	1,10	1,40	1,90	2,50

Tabla 1.2 Relación radio- altura según proporción del talud

Trabajando inicialmente con el radio medio recomendado,  $R_m$ , se sigue el procedimiento planteado por Ostrovski para llegar a ubicar el centro del radio crítico y posteriormente se comprueba con ese centro si utilizando los  $R_{mín}$  y  $R_{máx}$  se encuentra un factor de seguridad menor.

De los estudios realizados en los epígrafes referidos a los métodos de análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra, se utilizarán en la presente investigación: el método de las dovelas (Método de Fellenius), el método de Bishop y la determinación del círculo crítico aplicada a todos los métodos mencionados anteriormente. Se hace uso del software computacional GeoStudio 2007, el cual posee como herramienta para el análisis de la estabilidad de taludes el GeoSlope, que desarrolla en sus procedimientos los siguientes métodos; Ordinario (Fellenius), Bishop simplificado, Jambu simplificado, Spencer y Morgentern-Price.

#### 1.4 Evolución histórica del estudio de las filtraciones en presas de tierra

Para comenzar el desarrollo de este epígrafe, resulta interesante el criterio del Ms. Sc. Ing. Jorge Briones Gutiérrez, (Briones, 2011) en su trabajo titulado Red de flujos en secciones

típicas de presas de tierra homogéneas, donde plantea que “El análisis de filtración es el matrimonio entre la Mecánica de Suelos y la Hidráulica en medios porosos”.

De las conferencias de la asignatura Presas de tierra (Quevedo, 2016) se conoce que con el desarrollo de la Mecánica de Suelos en el siglo pasado se comenzó a realizar estudios más reales de las filtraciones a través de los medios porosos con grandes aplicaciones en el diseño de presas de tierras, algo que con anterioridad se realizaba por métodos empíricos.

Puntos notables en este desarrollo han sido:

- El enunciado de la ley de Darcy que define el gasto que pasa por un medio poroso, conocido el coeficiente de permeabilidad del mismo, el gradiente hidráulico y el área de la sección transversal por donde ocurre el flujo, considerando un análisis plano.
- Lo demostrado por Forchheimer (1880) de que la función de la carga hidráulica que gobierna el flujo en un medio poroso es una función armónica y por tanto satisface la ecuación de la Laplace.
- La solución gráfica dada por el propio Forchheimer (1930) a la ecuación de Laplace, que hoy se conoce con el nombre de Método de las Redes de Flujo, es el más sencillo y poderoso con que el ingeniero cuenta para la resolución práctica de los problemas de flujo de agua en suelos, este método fue popularizado por Casagrande a partir de 1937 (Armas Novoa & Horta Mestas, 1987).

Al resolver el problema práctico de las filtraciones en el diseño de las presas de tierras el ingeniero obtiene información de tres aspectos fundamentales para dicho diseño:

(Chacón, 2014)

- El gasto de agua de infiltración a través de la zona de flujo.
- La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que ocurre.
- Las posibilidades del agua de infiltración de producir arrastres de material sólido, erosiones, sifonamientos, etc.

En (Alejandro, 2010) el autor plantea que el control del movimiento del agua en los suelos, y la protección contra los daños que causa, son aspectos de vital importancia en la Ingeniería Civil. Estos problemas se presentan siempre y cuando trabajemos en suelos saturados con presencia de agua, al hacer excavaciones, construir caminos y autopistas, proyectar presas de tierra u hormigón, diques y al construir cimentaciones; por lo que, al resolver un problema práctico de flujo del agua, el ingeniero obtiene información fundamental respecto a una serie de cuestiones:

- El gasto o caudal de filtración a través de la zona en estudio (la cantidad o volumen de agua que filtra por unidad de tiempo hacia una excavación abierta para la construcción de una obra, como así también la cantidad de agua embalsada que se perderá por filtración a través de un dique).
- Las presiones dentro de la masa de suelo y sobre las estructuras.
- Las sobrepresiones de filtración.
- La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la cual filtra.
- Las posibilidades del agua de infiltración de producir arrastres de material sólido, erosiones, tubificación, etc.

Es importante exponer la clasificación del agua en el suelo dada por (Armas Novoa; Horta, 1987)

- Agua absorbida: ligada a las partículas del suelo por fuerzas de origen eléctrico. No participan en el flujo.
- Agua capilar: debido al fenómeno de tensión superficial. El efecto del flujo en la zona de agua capilar es pequeño y suelo despreciarse.
- Agua libre: también llamada agua gravitacional, que puede moverse en el interior de la masa sin otro obstáculo que el que impone su viscosidad y la trama estructural del suelo

La teoría de las redes de flujo se aplica solo al agua libre o gravitacional que se encuentra por debajo del nivel freático, el que se define de forma general como: La superficie que constituye el lugar geométrico de los puntos donde el agua tiene una presión igual a la atmosférica que, en cuestiones de flujo, donde se trabaja normalmente con presiones manométricas, se considera igual a cero. El caso del flujo a través de la cortina de una presa de tierras esta superficie constituye la llamada línea de corriente superior.

Como ya se expresó anteriormente, el estudio de las filtraciones en suelos siempre ha estado estrechamente relacionado con la ley de Darcy. Su descubrimiento permitió su utilización en numerosos estudios de flujo en suelos, aunque también se comprobó que únicamente era válida para casos con velocidades relativamente bajas.

#### 1.4.1 Ley de Darcy aplicada a medios Porosos

La de Dary se describe de la siguiente manera: el caudal unitario “q” que atraviesa un cuerpo poroso de sección transversal A, es proporcional al gradiente hidráulico i y un factor K que expresa las características particulares del medio poroso.

$$q = KíA \quad (\text{ecuación 1.1})$$

En 1856 Darcy demostró empíricamente que en el flujo de agua en suelos porosos existía linealidad entre la velocidad y el gradiente hidráulico, la expresión que desarrolló fue la descrita en la siguiente ecuación:

$$V = ki = k (H1 - H2) / L \quad (\text{ecuación 1.2})$$

Donde:

V es la velocidad media de filtración en el medio poroso

k es la permeabilidad del suelo

i gradiente hidráulico

H1-H2 es la diferencia de alturas piezométricas entre los dos puntos por donde circula el flujo

L es la distancia que recorre el flujo

El Ingeniero Briones (Briones, 2011) en su trabajo plantea que en todo proceso de análisis de filtración se deben resolver los principales problemas:

- Línea superior de filtración
- Gradientes hidráulicos
- Velocidad de Filtración
- Caudal de filtración

Briones (Briones, 2011) es del criterio de que muchos ingenieros proyectistas de presa piensan en forma equivocada, que el cálculo de la filtración se reduce simplemente a determinar los parámetros indicados anteriormente. Sin embargo, el hallazgo de éstos simplemente constituye la Primera Etapa de cálculo de la Filtración.

La Segunda Etapa, consiste en verificar si la estructura y característica del suelo, es tal, que pueda resistir a las fuerzas hidrodinámica que va a ejercer el flujo filtrante.

Como resultado del artículo (Briones, 2011) plantea que el análisis de filtración en presas es un tema muy interesante en donde se tiene que cumplir dos etapas:

- Determinar los parámetros de la filtración.
- Analizar si el suelo está en la capacidad de resistir a las magnitudes del flujo filtrante.

Y que el análisis de filtración debe considerar las condiciones naturales del material de la cimentación y de la misma manera el material del cuerpo de la presa en condiciones de una compactación Proctor.

Por su parte C. Tapia (Tapia, 2009) plantea que la formulación de la ley de Darcy supuso un trabajo muy importante y complicado para la época en la que se realizó. A partir de aquel momento muchos investigadores analizaron su validez, y fruto de esos trabajos se determinó que dicha ley era válida para todo tipo de flujo en suelos, aunque dejaba de tener validez para velocidades de flujo muy elevadas.

En suelos que iban desde limos hasta arenas medias se demostró que era totalmente válida, mientras que para suelos de mayor permeabilidad a las arenas medias era necesaria determinar experimentalmente la relación entre velocidad y gradiente (ver tabla 1.3)

Suelo	Tamaño D <sub>10</sub>	Permeabilidad	Darcy  A comprobar experimentalmente la validez de Darcy	
	(cm.)	(μ/s)		
Grava gruesa	0,0820	1100		
Grava arenosa	0,0200	160		
Grava fina	0,0300	70		
Grava limosa	0,0060	4,6		
Arena gruesa	0,0110	1,1		
Arena media	0,0020	0,29		Ley de Darcy Válida
Arena fina	0,0030	0,096		
Limo	0,0006	0,15		

Tabla 1.3 Resultados de pruebas de permeabilidad

#### Condiciones de aplicación de la Ley de Darcy

Con el fin de discutir los límites de aplicación de la Ley de Darcy es conveniente definir las condiciones que deben cumplir los fluidos y los materiales empleados, las mismas han sido planteadas en el enunciado original (Hoyos et al, 2010). Tales condiciones pueden resumirse como sigue:

1. El flujo que pasa a través del material poroso debe ser gravitacional. no se considera el flujo forzado por energía mecánica química, eléctrica, térmica o de otra naturaleza cualquiera.
2. Se debe asegurar que el flujo sea estacionario durante el proceso de flujo.

3. El medio permeable debe estar saturado, sin presencia de aire para evitar la condición de multifluido, o multifases asegurando la valoración de la permeabilidad y el movimiento del fluido por los poros del medio permeable.
4. La estabilidad del agua en los piezómetros se toma como indicador necesario y suficiente para aceptar la condición de flujo laminar.
5. La relación lineal entre la velocidad de descarga y la pérdida de presión por unidad de longitud a través del material, se toma como indicativo de que el flujo a través del medio es laminar.
6. El medio permeable debe ser homogéneo e isotrópico, con el fin de permitir el análisis del flujo unidireccional.
7. Las características físicas y químicas de los medios deben permanecer constantes: el líquido no puede reaccionar con el medio, y la porosidad y la permeabilidad de este no deben cambiar durante el ensayo. Las reacciones químicas pueden dar lugar a cambios en la porosidad, ya sea por cementación o por disolución, y por lo tanto pueden cambiar la permeabilidad del medio. Junto con la aplicación de fuerzas externas, que dan lugar a cambios en la relación de vacíos

De las condiciones anteriores, se establece, que la regla técnica de Darcy se aplica estrictamente sólo a un flujo laminar gravitacional, constante y sin ninguna variación de sus características físicas y químicas, donde el agua fluye a lo largo de conductos pequeños y sigue los principios generales de la hidráulica.

Como flujo gravitacional se entiende el producido exclusivamente por efecto de la atracción gravitacional. En caso de que la atracción gravitacional no sea suficiente para producir el flujo, es posible que éste ocurra por efecto de otros tipos de energía: mecánica, térmica, química, eléctrica, o de tensión superficial. En tales casos, los gradientes que deben considerarse no son estrictamente gradientes hidráulicos sino gradientes asociados al respectivo tipo de energía: térmicos, químicos, mecánicos que, en este último caso, pueden inducir modificaciones grandes en la relación de vacíos. La regla técnica de Darcy, de aplicarse en estos casos, sería por analogía y no de manera estricta, además debería hablarse

de, coeficientes de permeabilidad específicos para cada energía de transporte o tipo de flujo. Así debería hablarse de permeabilidad osmótica, permeabilidad electro-osmótica, permeabilidad capilar, etc. (Hoyos et al, 2010).

#### 1.4.2 Teoría de Laplace. La red de flujo

Otros de los puntos notables en el desarrollo de los estudios de las filtraciones en presas de tierra lo constituye el uso de la ecuación de Laplace. (Quevedo 2016)

Ecuación de Laplace

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \nabla^2 h = 0 \quad (\text{ecuación 1.3})$$

Según (Torres 2010), en problemas prácticos de la Mecánica de Suelos, es muy frecuente que el flujo en una sección de la región considerada, transversal a su eje longitudinal, sea idéntico al que se tiene en cualquier otra sección. Éste es el caso, por ejemplo, en presas de tierra de eje largo, en comparación con la altura. Así, los efectos en los bordes de la región de flujo pueden ignorarse y, de esa manera, el problema de flujo puede estudiarse bidimensionalmente contenido todo en el plano XY. En estas condiciones la ecuación puede escribirse en forma más simplificada como:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{ecuación 1.4})$$

La solución de la ecuación de Laplace está constituida por dos grupos de funciones que se representan, dentro de la zona de flujo, como dos familias de curvas ortogonales entre sí. La solución general que satisfaga las condiciones de fronteras de una región de flujo específica constituirá la solución particular de la ecuación de Laplace para dicha región.

Estas familias de curvas son:

- Líneas equipotenciales, que se define por la unión de todos los puntos de la región que tengan carga hidráulica (h).
- Líneas de flujo, que definen la trayectoria de flujo a través de la región y que entre ellas se forman los llamados canales de flujos.

Las propiedades más importantes de estas líneas son:

- El gasto que pasa entre dos líneas de flujo, es decir por un canal de flujo, es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas.
- Dos líneas de flujo, lo mismo que dos líneas de equipotenciales, no pueden cortarse jamás.

En las conferencias (Quevedo, 2016) queda planteado que el proceso se simplifica al acomodar en un dibujo hecho a mano, con regla y a escala, las dos familias de curvas anteriores, respetando las condiciones de fronteras y de ortogonalidad, se tendrá una aproximación a la solución única del problema, lo suficientemente buena para trabajos de ingeniería.

La red de flujo es el esquema de las líneas de flujo y equipotenciales, que representa la solución de la ecuación de Laplace y es un instrumento poderoso en la solución de los problemas de filtraciones de agua.

El trazo de la red de flujo comprende los siguientes pasos:

1. Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones de fronteras.
2. Trazo de las dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfagan las condiciones de fronteras.

### **1.4.3 Teoría de la línea de corriente superior, condiciones de entrada y salida**

Para poder establecer la red de flujo, resulta necesario inicialmente delimitar la región donde se desarrolla el flujo, lo que para el caso de flujo libre a través de la cortina de una presa no se conoce a priori. (Quevedo 2016)

En la determinación de la línea de corriente superior se está presente de líneas equipotencial y constituyen una las de fronteras de la región de flujo. También están las líneas de flujo que a su vez pueden constituir la frontera de la región de flujo.

Se conoce como línea de corriente superior, LCS, a la línea que delimita la parte superior del cuerpo de la cortina de la presa hasta donde se establece el flujo, por debajo de ella existirá flujo y por tanto el suelo estará saturado, mientras que por encima de ella no existe flujo y el suelo está parcialmente saturado, excepto una pequeña franja cercana a la línea de corriente superior, LCS donde el suelo pudiera estar saturado por capilaridad, dicha franja es muy pequeña.

La línea de corriente superior, LCS, no solo es una línea de flujo, sino que es una línea de equipresión, donde todos sus puntos tienen la presión cero o atmosférica en la escala absoluta de presiones. También se demostró que, a la línea de corriente superior, LCS la cortan las equipotenciales a intervalos verticales iguales entre sí e iguales al  $\Delta h$  de la red.

Como paso previo necesario para el trazo de la red de flujo en presas de tierras es necesario conocer como establecer la línea de corriente superior, LCS.

Existen tres casos que se pueden presentar en cuanto a la forma de la entrada de la línea de corriente superior, LCS, en presas de tierra, en función del ángulo de inclinación del talud aguas arriba de la misma, las mismas se muestran en la tabla 1.4

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

Tabla 1.4 Condiciones de entrada de la línea de corriente superior

Las condiciones de salida de la LCS en presas de tierra se presentan en los tres casos que se muestran en la tabla 1.5, quedando los mismos en función de la geometría del talud aguas abajo.

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

Tabla 1.5 Condiciones de salida de la línea de corriente superior

A partir de las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior, LCS puede definirse que método utilizar para el análisis de las filtraciones y para dibujar la red de flujo en presas de tierra, los mismos se muestran a continuación.

### Teoría de Dupuit

Conocidas las reglas generales que debe cumplir la entrada y la salida de la línea de corriente superior, LCS en la presa de tierra, resulta necesario estudiar las teorías existentes para poder determinar la geometría completa de la LCS y con ello lograr definir la región de la presa donde está ocurriendo el flujo y posteriormente establecer la red de flujo que da solución a las filtraciones a través de la misma.

En 1863 J. Dupuit estableció las bases para la solución aproximada, que es históricamente la primera de que se dispone para tratar problemas de flujo no confinado y de la que hoy todavía se sigue haciendo uso. (Quevedo 2016)

Las hipótesis básicas de la teoría de Dupuit son:

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

Aunque las hipótesis anteriores parecen hasta cierto punto contradictorias, la teoría de Dupuit proporciona soluciones satisfactorias para algunos problemas de flujo no confinado. (Quevedo 2016)

### Solución de Schaffernak y Van Iterson de la línea de corriente superior

Es solo válida para el caso de  $h_0 = 0$  y considera la formación una superficie filtración, cuya longitud a lo largo del talud aguas abajo es “a”. (Quevedo 2016)

El método descansa en las hipótesis de Dupuit, pero toma en consideración, hasta cierto punto, las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior de la presa de tierra.

Con vista a considerar las condiciones de entrada de la línea de corriente superior, LCS se supone conocido el punto M (supuesto punto donde comienza LCS), de coordenadas (d,h). Arthur Casagrande propone la posición del punto M a una distancia de 0.3 m a la izquierda del punto 2 (punto ubicado sobre el talud aguas arriba donde comienza LCS). De igual forma la distancia horizontal entre el punto 1 y el 2 es m.

Tal y como ya se plantea en la teoría de Dupuit, el gasto en cualquier sección bajo la línea de corriente superior, LCS, tal y como lo es el punto A (x,y) será:

$$qx = k \times y \times \frac{dx}{dy} \quad (\text{ecuación 1.5})$$

Solución de Kozeny para la línea de corriente superior

Kozeny (1931) propuso una solución rigurosa para cuando  $\vartheta = 180^\circ$ , que es el caso cuando en una presa de tierra tiene un colchón de drenaje. (Quevedo 2016)

La solución rigurosa propuesta por Kozeny para el caso de  $\vartheta = 180^\circ$  es la de considerar la red de flujo formada por dos familias de parábolas del mismo foco A.

La ecuación de la línea de corriente superior, referida al sistema de ejes planteados para el análisis con origen en el foco A, es:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (\text{ecuación 1.6})$$

$$y = \sqrt{2y_0 x + y_0^2} \quad (\text{ecuación 1.7})$$

Donde:

$y_0$ : Ordenada en el origen de coordenadas de la línea de corriente superior

En la solución se supone, de nuevo, conocido el punto M, de coordenadas (d, h) con lo que se puede conocer las distancias  $a_0$  y  $y_0$ , según.

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + h^2} - d) \quad (\text{ecuación 1.8})$$

En esta solución el gasto a través de la presa se determina por la siguiente expresión:

$$q = 2 \times k \times a_0 = k \times y_0 \quad (\text{ecuación 1.9})$$

A continuación, se realizan algunas observaciones sobre la solución de Kozeny.

1. La relación entre  $a_0$  y  $y_0$  es una propiedad conocida de las parábolas
2. Otra propiedad de la parábola, línea de corriente superior (LCS) es que su inclinación sobre el origen, (en  $x = 0$ ;  $y = y_0$ ) es de  $45^\circ$ .
3. Al plantearse que  $q = k \cdot y_0$  se está planteando que  $i = 1$ , lo que significa que se considera el gradiente igual a la pendiente de la LCS, ( $i = \tan \alpha$ ), hipótesis de Dupuit, y que en esa sección  $dy/dx = 1$ .
4. Si derivamos  $x = (y^2 - y_0^2) / 2$  yo nos daría  $dx/dy = y/y_0$ , de igual forma se puede obtener que  $dy/dx = y_0/y$ , por lo tanto, para  $y=0$ , entrada al drenaje,  $dy/dx = \infty$ , lo que implica que la LCS entra al drenaje totalmente vertical, además para  $y=y_0$  se obtiene que  $dy/dx = 1$ , demostrándose lo planteado anteriormente que la pendiente de la LCS en  $x = 0$ ;  $y = y_0$  es de  $45^\circ$ .
5. La parábola de Kozeny es también denominada como “parábola básica”
6. La condición de entrada de la LCS se corrige a “ojo”, siguiendo la propuesta de Casagrande.

Solución de Casagrande para la línea de corriente superior, LCS

Casagrande extendió la solución rigurosa de Kozeny, de manera que llegó a soluciones aproximadas, pero de gran valor práctico, aplicable a los casos en que  $60^\circ < \vartheta < 180^\circ$ . (Quevedo 2016)

Algunas observaciones sobre la solución planteada por Casagrande para la obtención de la línea de corriente superior, LCS. (Quevedo 2016)

1. En la solución de Casagrande para determinar el gasto resulta necesario recurrir a la red de flujo.

2. Para calcular el gasto en la red de flujo debe determinarse sobre la superficie impermeable, frontera inferior de la red.

#### Teoría de la sección transformada

La ecuación de Laplace está muy estudiada, al igual que sus soluciones, por lo que sería muy recomendable que sea la utilizada para el estudio del flujo a través de una región de suelo. Por otro lado, ya se definió que la ecuación de Laplace solo es válida para suelos isótropos desde el punto de vista de la permeabilidad, y como conocemos en una cantidad de problemas prácticos, incluidas las presas de tierra, esa condición no se cumple ya que en dichos casos  $K_x \neq K_y$ . (Quevedo 2016)

Para estudiar los problemas de flujo como si estuvieran ocurriendo a través de un suelo isótropo donde  $K_x = K_y$ , se utiliza la teoría conocida como teoría de la sección transformada y permite reducir un suelo anisótropo a uno isótropo, en cuanto a la permeabilidad, y por tanto poder utilizar la ecuación de Laplace y su solución en el problema del flujo de agua a través de la cortina de una presa de tierra. (Quevedo 2016)

En esencia la teoría de la sección transformada es un simple artificio de cálculo que se logra por una sencilla transformación de coordenadas y que modifica sobre el papel de las dimensiones de la zona de flujo en estudio, de manera que la nueva sección obtenida, supuesta isótropa con  $K_x = K_y$ , tengan todas las condiciones de flujo que interesan, iguales a las prevalecientes en la sección propuesta con  $K_x \neq K_y$ .

Demostrándose que si se trabaja con la sección transformada resulta posible utilizar la ecuación de Laplace para el estudio del flujo a través de una región de suelo, incluso para el caso de suelos anisótropos en cuanto a la permeabilidad donde  $K_x \neq K_y$ .

La transformación de coordenadas no ha de hacerse solo en las ecuaciones, sino también física y realmente en la sección bajo estudio. Así, la zona de flujo original se transforma para todos los cálculos, donde las dimensiones horizontales se transforman y las verticales no se modifican.

La sección transformada también se pudo haber obtenido transformando las coordenadas "x" y "y" en coordenadas transformadas "x'" y "y'".

En resumen, para resolver el problema del flujo de agua a través de una región de suelo anisótropo deberá inicialmente obtenerse la sección transformada, con el cambio de coordenadas correspondiente, y realizar todos los cálculos sobre dicha sección transformada como si el suelo fuera isótropo con un coeficiente de permeabilidad equivalente. (Quevedo 2016)

Se utilizan para el desarrollo del trabajo todos los métodos de análisis de filtraciones en presas de tierra, así como la teoría de la red de flujo y los métodos de estudio de la línea de corriente superior, mencionados anteriormente, siendo de gran importancia su adecuada aplicación, debido a que son los procedimientos más usados en el estudio de este tema.

#### **1.4.4 Efecto del flujo sobre la estabilidad de taludes**

Las presiones hidrodinámicas y las fuerzas de filtración que existen en la zona de flujo de agua ejercen una poderosa influencia sobre la estabilidad de los taludes; esta influencia es generalmente de carácter negativo; es decir que cuando un talud está sujeto a flujo, su estabilidad se ve normalmente disminuida, respecto al caso en que se considere seco al talud. (Juárez Badillo; 1969)

Según (Juárez Badillo; 1969) el primer método aproximado para conocer la forma de la línea de corriente superior y el gasto en una presa de sección homogénea o en el corazón impermeable de otra de sección diferente, fue presentado simultáneamente por Schaffernak y Van Iterson. El método descansa en las recién analizadas hipótesis de Dupuit, pero toma en consideración hasta cierto punto las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior.

En investigación realizada por (Flores Berrones 2000), se refiere al análisis de estabilidad de cortinas de tierra para presas, las condiciones de flujo a las cuales pueden estar sujetas son varias:

- a) Flujo no establecido, como el que ocurre durante el primer llenado o después de un vaciado rápido.
- b) Flujo establecido, como el que ocurre tiempo después de estar operando una presa.

- c) Flujo anisotrópico, como el que ocurre cuando la permeabilidad horizontal difiere de la vertical.
- d) Cualquiera de las condiciones anteriores, considerando además las fuerzas de un sismo.

Los efectos del flujo de agua a través de la cortina de la presa se pueden analizar desde dos puntos de vista, uno producto de las filtraciones propiamente dicho, que pueden provocar erosión interna (tubificación) por remoción de las partículas de suelo, pudiendo originar conductos de agua que, al agrandarse rápidamente, pueden originar la falla de la cortina y pérdidas de agua producto de los gastos que circulan. El segundo efecto está relacionado con el aumento en las presiones del agua que conducirá a la disminución de los esfuerzos efectivos y, por tanto, disminución de la resistencia al esfuerzo cortante disponible del suelo, así como aumento de las fuerzas de flujo que, aunadas a las fuerzas de gravedad, pueden hacer que el factor de seguridad se disminuya significativamente hasta alcanzar la falla del terraplén.

### **1.5 Evolución histórica del empleo de métodos computacionales en el estudio de la estabilidad de taludes y las filtraciones en presas de tierra**

Tanto para el análisis de la filtración como para la estabilidad de taludes de presas de tierra se presenta actualmente un notable avance en el empleo de métodos computacionales en la solución de los problemas.

Para el caso de la estabilidad de taludes, como señalamos anteriormente, antiguamente, los cálculos de estabilidad de taludes constituían un trabajo muy laborioso. Esto se ha reducido notablemente por el extendido empleo de las computadoras electrónicas que han sido introducidas a partir de los trabajos de Witman R. V. y W. A. Bailey (1967).

La introducción de programas con procedimientos paso a paso para la resolución de problemas de estabilidad de taludes es cada vez más común. Uno de los más destacados lo constituye el programa Geo-Slope, que permite trabajar con varios métodos.

Otro programa utilizado ha sido el STB 2001, desarrollado en la Universidad de Delft, utilizado por los estudiantes para complementar sus aplicaciones prácticas en el estudio de la estabilidad de taludes. (De Matteis,2003)

Estas herramientas que se les presentan a los ingenieros para la resolución de problemas de forma rápida deben ser evaluadas detalladamente antes de ser utilizadas. En caso de no hacerlo se confiaría en algo que en la realidad no brinda una seguridad de lo que se esté haciendo sea correcto.

En el caso de las filtraciones, normalmente su estudio en presas ha sido llevado a cabo utilizando soluciones analíticas que consideran geometría y propiedades hidrogeológicas simples, así como programas de modelación numérica que sólo consideran la zona saturada del flujo. Sin embargo, recientemente se han desarrollado nuevas herramientas computacionales que permiten simular tanto la zona saturada como no saturada del flujo lo que hace más completo, y por ende más confiable, este tipo de análisis. (Toro, 2009)

Además de las diferencias en las consideraciones de flujo (saturado y no saturado), estas herramientas han sido desarrolladas con distintos fines o campos de aplicación, como son la hidrogeología, ingeniería agronómica y geotecnia. En cada una de estas ramas de la ingeniería se han desarrollado herramientas con objetivos específicos de cada área, las que han ido evolucionando y en la actualidad pueden ser usadas indistintamente en uno u otro campo. La aparición de estas nuevas herramientas como sus diferencias, constituyen la motivación de muchos trabajos de aplicación a la ingeniería, orientadas a analizar dichas herramientas y compararlas entre sí y con las metodologías tradicionales en sus respuestas frente a escenarios ya estudiados, como por ejemplo el caso de flujo a través de muros homogéneos, y escenarios donde la inclusión de estas nuevas técnicas sea interesante, debido por ejemplo a que representan de mejor manera aspectos físicos del problema. Todos los trabajos esperan como resultado principal, determinar fortalezas y debilidades de las herramientas analizadas y así poder otorgar elementos de juicio para poder elegir una sobre la otra, según sea el caso de aplicación.

Tal es el caso del trabajo titulado “Evaluación de filtraciones en presas. Modelación numérica de flujo en medios porosos saturados y no saturados de Miguel Ángel Toro Flores (Toro, 2009), donde se utilizan los programas MODFLOW, HYDRUS-2D y SEEP/W,

herramientas desarrolladas en los campos de hidrogeología, agronomía y geotecnia, respectivamente. En cuanto a las consideraciones de flujo, MODFLOW considera sólo la zona saturada y tanto HYDRUS-2D como SEEP/W consideran la zona saturada y la no saturada.

En el trabajo “Análisis comparativo en la reducción del gasto de filtración y el gradiente hidráulico entre las pantallas contra filtración y la geomembrana en presas de tierra homogénea. (Chacón, 2014) se plantea que la ecuación de Laplace no solo gobierna el flujo establecido a través de un medio poroso, sino que también para resolver varios problemas de la física aplicada. Ante esta situación se han desarrollado varios métodos aproximados para resolver problemas de flujo como son modelos físicos, modelos analíticos y métodos numéricos y computacionales.

El estudio del fenómeno de percolación en estructuras de tierra tiene como objetivo determinar la Línea de corriente superior, LCS, que delimita una región completamente saturada de otra no saturada, así como el campo de presiones que se desarrolla dentro de la presa (Beneyto, et al., 2005). Durante mucho tiempo estos problemas fueron resueltos de manera gráfica, analítica o numéricamente considerando solo la zona saturada.

Los modelos físicos dan una percepción buena de lo que está ocurriendo durante la filtración y permiten una apreciación física de la reacción del sistema de flujo a los cambios en la carga, en la geometría, y otras suposiciones, estos modelos se lo realizan mediante analogías eléctricas que exigen la construcción de una región de flujo geoméricamente similar, Armas Novoa y Horta Mestas, (1987) indican que este método apareció en las Memorias Del Primer Congreso De Grandes Presas, Vol IV, Estocolmo, 1933

Los métodos analíticos solucionan problemas de flujo mediante transformaciones y mapeos explicado por Harr (1962) para transferir la geometría de un problema de filtración en un plano complejo en otro plano, de esta manera, la geometría de un problema puede tomarse de un plano donde la solución es desconocida a un plano donde la solución es conocida. Otra solución por métodos analíticos es el método de los fragmentos desarrollado por Pavlovsky (1936, 1956), que permite separar en tramos el problema de flujo para desarrollar el análisis de la filtración en su totalidad.

Los métodos de solución numérica son el método de diferencias finitas y el de elementos finitos, pueden modelar en forma bidimensional o tridimensional. Existen numerosos programas para estos métodos.

En la mayoría de los libros geotécnicos tienen una sección dedicada a la filtración de la que trata sobre cómo construir e interpretar las redes de flujo. A pesar de la aparente simplicidad, la construcción de una buena red de flujo que cumpla con todos los criterios no es una tarea trivial. Afortunadamente, existe disponibilidad de las computadoras y las herramientas de software numéricos, que proporcionan soluciones numéricas que ayudan a obtener resultados con mayor rapidez y facilidad que la construcción de una red de flujo. Por otra parte, una solución numérica proporciona toda la información que se puede obtener a partir de una red de flujo y mucho más. Además, los análisis numéricos pueden proporcionar soluciones para situaciones altamente complejas para los que no es posible construir una red de flujo. Redes de flujo, por ejemplo, son casi imposibles de construir para una estratigrafía compleja o cuando hay tanto flujo saturados e insaturados, o cuando el flujo es transitorio. Con una herramienta de software como SEEP / W este tipo de situaciones se puede considerar fácilmente en un análisis de la filtración. (Krahn, 2012)

La localización de la LCS no es conocida a priori, necesitándose un proceso iterativo para poder determinarla por los métodos numéricos y computacionales. Esta iteración puede hacerse de diversas maneras, por ejemplo, puede usarse una malla fija y separar los nodos en activos e inactivos dependiendo del fluido existente en el punto considerado (Bathe & Khoshgoftaar, 1979).

Los modelos Analíticos tuvieron su apogeo en la década de los sesenta en el siglo pasado y fueron reemplazados debido a su complejidad por los modelos computacionales con el avance de la tecnología en la Informática. Es así que, a partir de la década del 90, se dejan en forma casi definitiva la utilización de los métodos analíticos, siendo reemplazados por los métodos numéricos de diferencias finitas y de elementos finitos para la resolución de las ecuaciones diferenciales.

Las soluciones cerradas se conocen para casos donde se realizan simplificaciones, como medio semi infinito, continuo o discontinuo, fronteras lineales etc. Sin embargo, los modelos analíticos simplificados resultan interesantes y vigentes en la actualidad ya que

dan una orden de magnitud del problema, sirven para cotejar los resultados obtenidos por los métodos numéricos, y acercan al profesional al problema físico. Los métodos Numéricos y Computacionales son los métodos de cálculo en la actualidad, pero es importante comprender que, si bien son herramientas muy poderosas para modelos complejos, requieren del conocimiento preciso tanto de las condiciones de borde como de los parámetros a utilizar. Los usuarios deben estar muy bien preparados con un conocimiento preciso de los modelos numéricos utilizados, el campo de aplicación y sus limitaciones. También es importante tener criterio a la hora de analizar los resultados, ya que por su facilidad en el uso (ingreso de datos y cálculo), pueden tentar al profesional a pensar que todo lo que sale de esa “caja negra” es verdadero y no susceptible de error. Es aquí donde el valor de los métodos analíticos se visualiza como un primer valor de aproximación a la realidad del fenómeno físico. Así es como el principio de la navaja de Ockham (principio filosófico según el cual deben preferirse las teorías más simples a las más complejas) sería aplicable para estos casos ya que, en condiciones idénticas, serán preferidas las teorías más simples. Los modelos sencillos, tienen así una ventaja importante ya que frente a un problema el modelo más sencillo sería el mejor.

A partir del estudio realizado del avance en la aplicación ingenieril de los softwares computacionales y la disponibilidad del programa GeoStudio 2007, el mismo se toma como herramienta para profundizar en el análisis de las problemáticas relacionadas con las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra, siendo el programa de gran utilidad a nivel mundial debido a que contiene todos los métodos teóricos más usados para el desarrollo de estos temas, permitiendo además establecer comparaciones con los resultados obtenidos manualmente.

## **1.6 Conclusiones parciales del capítulo 1**

- 1) El estudio bibliográfico realizado permitió establecer el estado actual de la temática, definir el problema particular de investigación y plantear los objetivos y tareas necesarias para resolver dicho problema.

- 2) Si se analiza detalladamente la evolución y el estado actual del estudio de la estabilidad de taludes y las filtraciones en presas de tierra, se puede observar que el objetivo que se persigue es acercar cada vez el análisis teórico a la práctica. No obstante, y a pesar del significativo progreso de las investigaciones, aún existe un gran vacío entre la teoría y su aplicación a la solución de problemas prácticos.
  
- 3) El análisis realizado sobre conceptos principales, evolución histórica e importancia de los estudios de estabilidad de taludes y filtración en presas de tierra evidenció que es un tema complejo y que toda la teoría desarrollada encuentra su apoyo en la evaluación de métodos computacionales constituyendo base para evaluar proyectos de forma integral y sean valorativos de las soluciones dadas.
  
- 4) Se requiere analizar los tipos de fallas posibles por estabilidad de taludes, tales como, durante construcción, durante explotación, por desembalse rápido y las provocadas por pérdidas por filtración para aplicar manualmente los métodos correspondientes al análisis de la estabilidad de taludes mencionados en el capítulo, y también mediante el uso del programa computacional GeoStudio 2007.
  
- 5) El estudio de las filtraciones en presas de tierra correspondiente a la presente investigación exige de la aplicación de todos los métodos referidos al tema descrito anteriormente en el epígrafe correspondiente.
  
- 6) Se toma como herramienta el programa computacional GeoStudio 2007 para profundizar en el análisis de las problemáticas relacionadas con las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra, usándose también como forma de comprobar los resultados obtenidos a través de los métodos manuales.

## **CAPÍTULO 2. “Análisis de los métodos teóricos de estabilidad de taludes y filtraciones en presas de tierra y sus particularidades”**

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes se enfocan generalmente en los análisis límites, que consisten todos en suponer un mecanismo de falla para el talud y aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material, una forma de ver si con dicha resistencia hay o no posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse. En el análisis de taludes siempre se ha imaginado que el fallo ocurre por deslizamiento de la masa de suelo actuando como un cuerpo rígido a lo largo de una superficie de falla supuesta. Se considera que a lo largo de esa superficie de falla el suelo desarrolla la máxima resistencia.

### **2.1 Generalidades de los métodos de análisis de estabilidad de taludes**

Se puede definir que la falla por estabilidad de taludes ocurre cuando a lo largo de una superficie, siendo la más utilizada la circular en el plano, los esfuerzos tangenciales actuantes superan la resistencia a cortante. En la figura 2.1 se muestra la superficie de falla circular que forma la falla ocurrida en un talud.

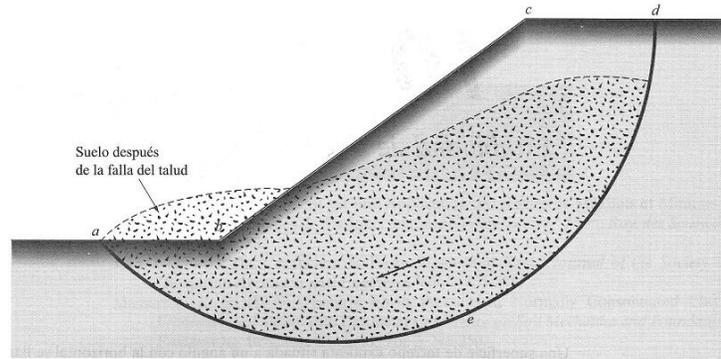


Figura 2.1 Falla de un talud

El método de introducción de la seguridad utilizado es el del factor de seguridad global, por lo que el análisis de la estabilidad de taludes consiste en determinar el menor factor de seguridad que pueda tener dicho talud, asociado a la superficie de falla crítica, y lograr que el mismo cumpla con los valores establecidos de dicho factor de seguridad como requerido.

En el análisis de la estabilidad de taludes se pueden presentar diversos problemas, pudiendo mencionar entre ellos los siguientes:

- La determinación de la superficie de falla crítica.
- La posibilidad de que la superficie de falla asumida pase por más de un suelo, es decir que existe estratificación en el talud.
- La necesidad de considerar el esfuerzo neutro como la suma del hidrostático más el producido por el flujo, para la definición del esfuerzo normal efectivo a lo largo de la superficie de falla,  $\sigma'$ , y con dicho esfuerzo establecer la resistencia a cortante del suelo a lo largo de dicha superficie de falla, para suelos  $c-\phi$ .

En general el procedimiento para la realización de la estabilidad de talud es el siguiente:

- Se supone una pendiente para el talud y se comienza a trazar posibles superficies de fallas y a cada uno de ellas se le determina el factor de seguridad.
- Se determina la superficie de falla crítica, asociada a la que dio menor factor de seguridad.
- Se compara ese factor de seguridad mínimo con el factor de seguridad requerido.

- Si el factor de seguridad calculado es mayor y similar al requerido, el talud es seguro y económico y es el resultado del diseño.
- Si el factor de seguridad calculado es muy superior al requerido, debe aumentarse la pendiente del talud y repetir el proceso hasta que se logre un factor de seguridad mayor y similar al requerido.
- Si el factor de seguridad calculado es menor que el requerido, debe disminuirse la pendiente del talud y repetir el proceso hasta que se logre un factor de seguridad mayor y similar al requerido.

## 2.2 Tipos de Superficies de falla de taludes

En general la superficie de falla, siempre considerando la falla circular del talud puede ser de los siguientes tipos:

- Falla superficial de un talud (figura 2.2)
- Falla de pie de talud (figura 2.3)
- Falla de base o profunda (figura 2.4)



Figura 2.2 Falla superficial de un talud

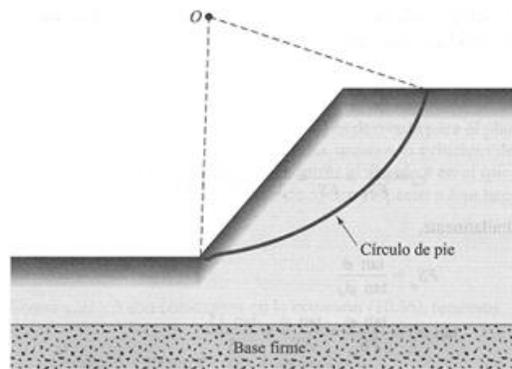


Figura 2.3 Falla de pie de talud

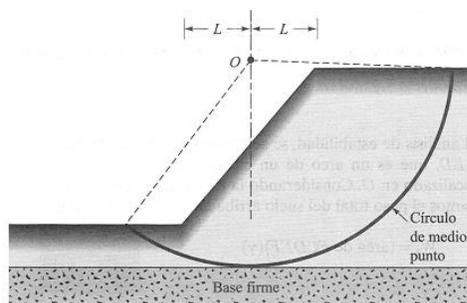


Figura 2.4 Falla de base

### 2.3 Terminología de cálculo

A continuación, se muestra una serie de definiciones que se deben conocer para el cálculo de la estabilidad de taludes.

**Talud de tierra:** Se considera un talud cuando el ángulo que forma la superficie del mismo con la horizontal es mayor de  $10^\circ$ . (Línea BC en la figura 2.1)

**Corona del talud:** Es la parte superior del talud, definida por la línea AB en la figura 2.1 y que forma un ángulo menor de  $10^\circ$  con la horizontal.

**Base del talud:** Definido por el punto C en la figura 2.5

**Arista de la corona:** Definida por el punto B en la figura 2.5

**Cimentación del talud:** Definida por la línea ECD en la figura 2.5

**Altura del talud:** Representada por la distancia H en la figura 2

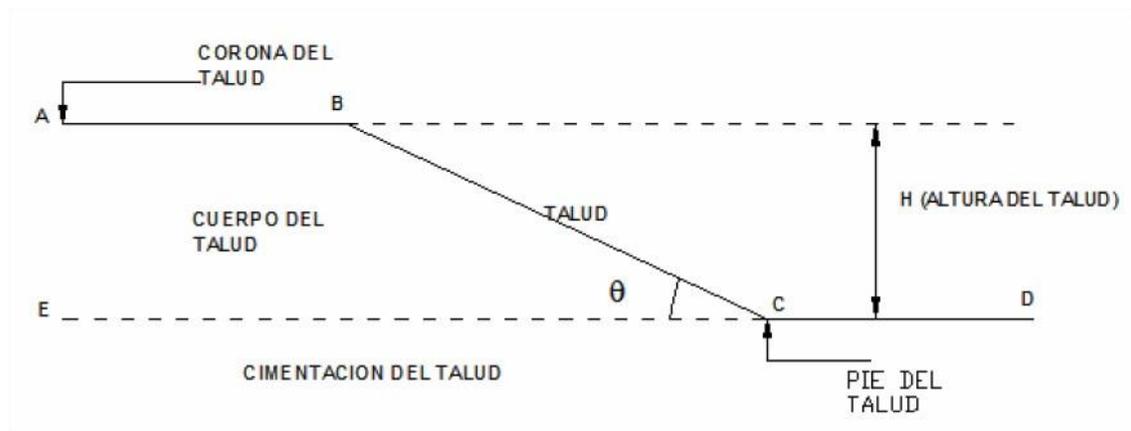


Figura 2.5 Partes componentes de un talud de tierra

### 2.4 Métodos teóricos para el estudio de la estabilidad de taludes en presas de tierra

#### 2.4.1 Método de las dovelas

Cuando se está en presencia de suelos  $c-\phi$  y se considera una superficie de falla circular el procedimiento se complica pues 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 de falla. Fellenius propuso el llamado método de las dovelas



A. Incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas

n: Resultante normales  $N^-$  sobre la base de cada dovela

1: Factor de seguridad

n-1: Resultantes de las fuerzas laterales en la cara de contacto de las dovelas o rebanadas

n-1: Ángulos  $\beta$  que expresa la inclinación de la resultante  $\Delta T$  con respecto al horizonte

3n-1: Incógnitas para 2n ecuaciones

B. Incógnitas asociadas al equilibrio de momento

n: Coordenadas de situación de las resultantes  $N^-$  en la base de cada dovela

n-1: Coordenadas de situación de la resultante  $\Delta T$

2n-1: Incógnitas para n ecuaciones

C. Total de incógnitas

5n-2: Incógnitas para 3n ecuaciones

Para el caso del equilibrio de momento los métodos más usados no consideran el equilibrio de momento en cada una de las dovelas, por tanto, se elimina con ello  $2n - 1$  incógnitas, quedando  $3n - 1$  incógnitas para 2n ecuaciones.

Para resolver la indeterminación anterior se asumen n -1 hipótesis con respecto al ángulo  $\beta$ , quedando por tanto el sistema de 2n incógnitas con 2n ecuaciones.

$$3n - 1 - (n-1) = 2n$$

Analicemos el polígono de fuerzas correspondiente a una dovela cuando se supone conocido el ángulo  $\beta$ .

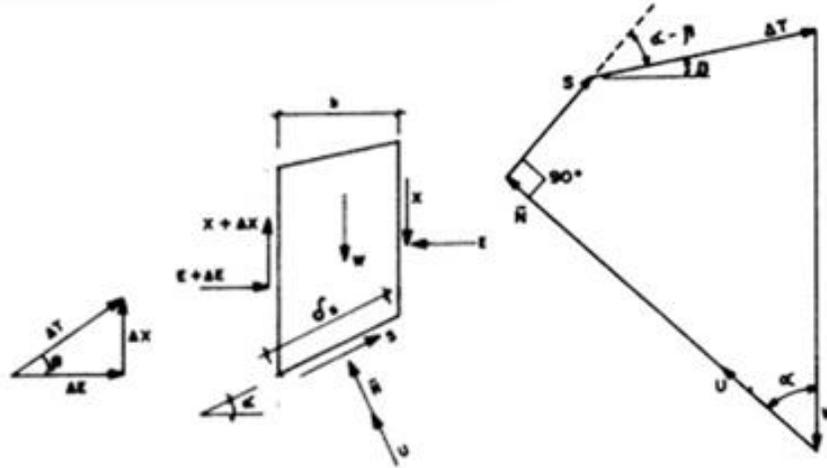


Figura 2.8 Polígono de fuerzas

Del polígono de fuerzas anterior se puede obtener la sumatoria de fuerzas a lo largo de la dirección de  $U$  y de  $S$ , obteniéndose las siguientes ecuaciones:

$$(\bar{N} + U) = W \cdot \cos \alpha + \Delta T \cdot \text{sen}(\alpha + \beta) \quad (\text{ecuación 2.1})$$

$$S + \Delta T \cdot \cos(\alpha - \beta) = W \cdot \text{sen} \alpha \quad (\text{ecuación 2.2})$$

A partir de la definición del factor de seguridad, se tiene en cada dovela:

$$S = \frac{1}{F} (C' + \bar{N} \cdot \tan \phi') \quad (\text{ecuación 2.3})$$

Donde:

$$C' = c' \cdot \delta_s$$

Sustituyendo la (ecuación 2.3) en la (ecuación 2.2) se obtiene:

$$\frac{1}{F} (C' + \bar{N} \cdot \tan \phi') + \Delta T \cdot \cos(\alpha - \beta) = W \cdot \text{sen} \alpha \quad (\text{ecuación 2.4})$$

El sistema de ecuaciones 2.1 y 2.4 constituyen el sistema de  $2n$  ecuaciones que definen el equilibrio de la masa de suelo deslizante. Sin embargo, no es necesario resolver tal sistema

de ecuaciones si se recurre al análisis del equilibrio de la masa deslizante como un todo, ya que puede afirmarse que:

$$\sum W \cdot X = \sum S \cdot R \quad (\text{ecuación 2.5})$$

Donde:

x: Distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela al centro del círculo

R: Radio del círculo

Esto se cumple ya que las fuerzas internas, así como los empujes interdovelas no entran en el equilibrio general.

Sustituyendo la (ecuación 2.3) en la (ecuación 2.5) se obtiene:

$$F = \frac{\sum(C' + \bar{N} \cdot \tan \phi') R}{\sum W \cdot X} \quad (\text{ecuación 2.6})$$

Como se puede apreciar de la (ecuación 2.6), para obtener el factor de seguridad solo hace falta obtener los n valores de  $\bar{N}$ .

Operando con las ecuaciones 2.1 y 2.3 se puede obtener:

$$\bar{N} = \frac{W \cdot \cos \alpha [1 + \tan \alpha \cdot \tan(\alpha - \beta)] - \frac{1}{F} C' \cdot \tan(\alpha - \beta) - U}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan(\alpha - \beta)}{F}} \quad (\text{ecuación 2.7})$$

Como se puede observar, tampoco es necesario determinar el valor de  $\Delta T$  para obtener el factor de seguridad.

Dependiendo de la hipótesis que se haga con respecto al ángulo  $\alpha$  y  $\beta$ , y de aquí el valor de que se obtenga, se tendrán diferentes métodos de análisis de estabilidad de taludes.

#### 2.4.2 Método de las dovelas: Fellenius

Fellenius consideró la hipótesis de que  $\beta = \alpha$  y por tanto la (ecuación 2.7) pasa a convertirse en la (ecuación 2.8).

$$\bar{N} = W \cdot \cos \alpha - U \quad (\text{ecuación 2.8})$$

Si se sustituye la (ecuación 2.8) en la (ecuación 2.6) se obtiene:

$$F = \frac{R \sum [c' \cdot \delta_s + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot \delta_s) \tan \phi']}{\sum W \cdot X} \quad (\text{ecuación 2.9})$$

### 2.4.3 Método de Bishop

En el método de Bishop (simplificado), toma como hipótesis para poder solucionar el análisis de la estabilidad de taludes utilizando el enfoque general del método de las dovelas que  $\beta = 0$ , lo que significa que no toma en cuenta la fricción entre las dovelas, siendo  $\Delta x = 0$  y por tanto  $\Delta T$  tiene la dirección horizontal como  $\Delta E$ .

Tomando la hipótesis anterior las ecuaciones generales del método de las dovelas para la determinación de  $\bar{N}$  y  $F$  queda de la siguiente forma.

$$\bar{N} = \frac{(W - c' \cdot b \cdot \tan \alpha - ub) \cdot \sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}} \quad (\text{ecuación 2.10})$$

$$F = \frac{R \sum \left\{ [c' \cdot b + (W - ub) \cdot \tan \phi'] \cdot \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}} \right\}}{\sum W \cdot X} \quad (\text{ecuación 2.11})$$

También;

$$F = \frac{R \sum c' \cdot \delta_s \cdot n}{\sum W \cdot X} + \frac{R \sum (W - ub) \cdot \varepsilon \cdot \tan \phi'}{\sum W \cdot X} \quad (\text{ecuación 2.12})$$

Donde:

$$n = \frac{1}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}} \quad (\text{ecuación 2.13})$$

$$\varepsilon = n \cdot \sec \alpha \quad (\text{ecuación 2.14})$$

El método de Bishop conduce a un análisis iterativo, en el que se recomienda iniciar los cálculos considerando FS = 1.

### Comparación entre los métodos de análisis de estabilidad de taludes

Comparación entre los métodos de Fellenius y Bishop para el análisis de la estabilidad de taludes.

- 1) El problema estático que se resuelve en los dos casos es del mismo orden, y solo se diferencian en la hipótesis que se asume sobre las fuerzas de interacción entre las dovelas.
- 2) El método de Bishop desprecia la fricción lateral en la cara de las dovelas, el de Fellenius admite que  $\beta > \varphi$ . Ambas hipótesis son condiciones extremas del comportamiento del suelo.
  - En suelo  $\varphi$  el valor de  $\varepsilon$  de Bishop siempre es superior al de Fellenius, por lo que el valor del FS será consecuentemente mayor.
  - En suelos  $c-\varphi$  la diferencia entre los FS de Fellenius y Bishop es menor.
  - En general  $FSB > FSF$ , lo que implica el método de Fellenius es más conservador que el de Bishop.
- 3) El análisis de taludes que han fallado han permitido establecer que los resultados del FS del Método de Bishop se aproxima más a la realidad que los del Método de Bishop.
- 4) Cuando las presiones de poros  $u$  se tratan de forma explícita en el análisis, el Método de Fellenius resulta muy conservador y no se recomienda utilizar. Para estas situaciones debe utilizarse el Método de Bishop o el de Chugaev, este último método no lo estudiaremos en la asignatura, pero si aparece desarrollado en su libro de texto.

#### 2.4.4 Método de Janbu

El método simplificado de Janbu se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante. Janbu considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección  $f_0$ . El factor  $f_0$  depende de la curvatura de la superficie de falla. Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos.

En algunos casos, la suposición de  $f_0$  puede ser una fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes la consideración de este factor de curvatura representa el mejoramiento del análisis.

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

$$FS = \frac{f_0 \sum \left\{ [c' \cdot b + (W - ub) \cdot \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha \cdot m\alpha} \right\}}{\sum W \cdot \tan \alpha} \quad (\text{ecuación 2.15})$$

Donde:

$f_0$  = depende de la curvatura de la superficie de falla

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

$b$  = Ancho de la Dovela

$W$  = Peso de cada dovela

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

$u$  = Presión de poros en la base de cada dovela =  $\gamma_w h_w$

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

(Jaime Suarez, 2002).

### 2.4.5 Método de Spencer

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El procedimiento de Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación.

La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares. Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad  $F$  y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas  $\theta$ .

Para resolver las ecuaciones  $F$  y  $\theta$ , se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de error.

Una vez se obtienen los valores de  $F$  y  $\theta$  se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales. El método de Spencer se considera muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es tal vez, el procedimiento de equilibrio más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad. (Jaime Suarez, 2002).

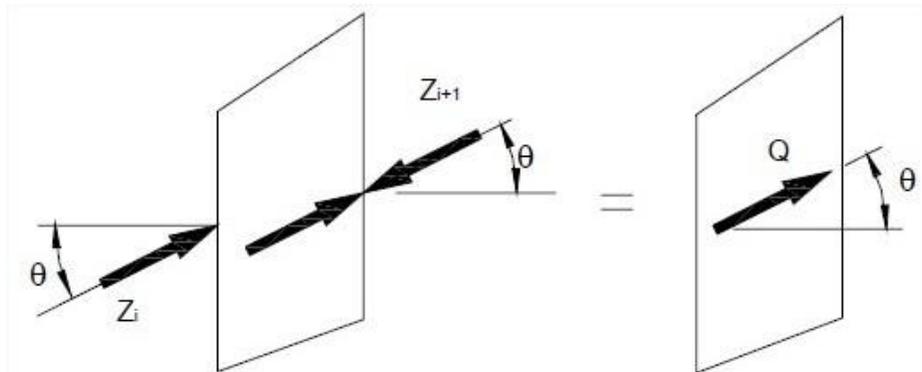


Figura 2.9. Análisis del ángulo de Inclinación en el método de Spencer

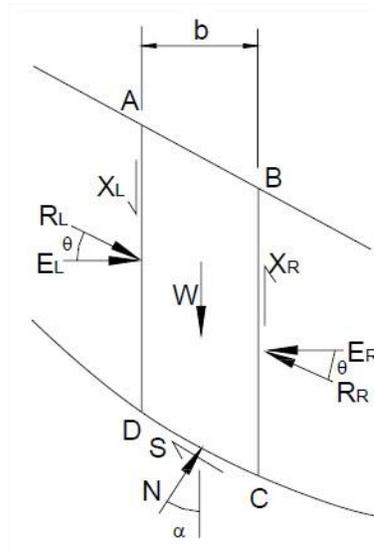


Figura 2.10. Análisis de fuerzas por dovelas en el método de Spencer

#### 2.4.6 Método de Morgenstern-Price

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas.

Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer.

Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo. (Jaime Suarez, 2002).

#### 2.4.7 Determinación del círculo crítico

Hasta el momento se han estudiado distintos métodos para el análisis de la estabilidad de taludes, todos basado en el método general de las dovelas, pero hasta el momento hemos

partido que se conoce la superficie de falla crítica, a la cual se asocia el factor de seguridad mínimo.

En un diseño en realidad esa superficie de falla crítica no se conoce y para su determinación necesariamente hay que aplicar un proceso iterativo, tanteando distintas superficies de fallas, con su radio y centro correspondiente, hasta que se encuentre la de factor seguridad mínimo.

Este proceso no es tan simple y si no se ordena puede ser muy extenso, se incluso de puede correr el riesgo de que en realidad no se encuentre el círculo crítico. Para resolver la problemática anterior varios autores han ideado procedimientos, siempre iterativos, que simplifican las iteraciones a realizar, además de garantizar la obtención del verdadero factor de seguridad mínimo asociado al círculo crítico.

Uno de los métodos más utilizados y que la práctica ha validado que da resultados confiables es el propuesto por Ostrovski, que estudiaremos a continuación.

En el método de Ostrovski se parte de las recomendaciones dadas para el  $R_m$ ,  $R_{m\text{ín}}$  y  $R_{m\text{áx}}$  a utilizar en función de la pendiente del talud y la altura  $H$  del mismo, tal y como se muestra en la siguiente tabla 2.1.

	R/H			
Talud	1:1	1:2	1:3	1:4
$R_m$	1,65	1,95	2,60	3,60
$R_{m\text{áx}}$	2,20	2,50	3,30	4,70
$R_{m\text{ín}}$	1,10	1,40	1,90	2,50

Tabla 2.1 Relación radio-altura según proporción del talud

Trabajando inicialmente con el radio medio recomendado,  $R_m$ , se sigue el procedimiento que explicaremos a continuación para llegar a ubicar el centro del radio crítico y posteriormente se comprueba con ese centro si utilizando los  $R_{m\text{ín}}$  y  $R_{m\text{áx}}$  se encuentra un factor de seguridad menor. A continuación, explicaremos el procedimiento a seguir, el cual se representa en la figura 2.11.

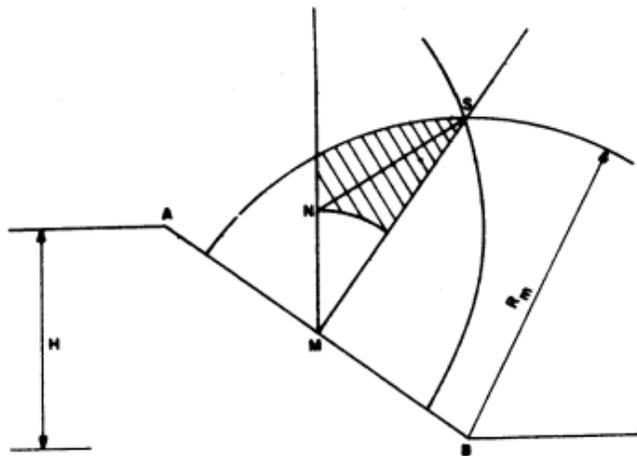


Figura 2.11 Determinación del centro crítico. Método de Ostrovski

El procedimiento de trabajo es como sigue:

Se toma como centros los puntos A y B, y con radio  $R_m$  se trazan dos arcos que se cortan en S; desde S se traza la normal al talud ( $SM$ ); desde M se levanta una vertical. Haciendo centro en M con radio  $\frac{1}{2}(SM)$  se traza un arco que pasa por N. El centro crítico se encuentra en la cercanía de NS; para determinarlo se procede a buscar el mínimo a lo largo de NS y luego por el punto  $F_{mín.}$ , perpendicular a NS.

Cuando se determina el punto de factor de seguridad mínimo con radio  $R_m$  se investiga, para el mismo punto, con los radios  $R_{máx.}$  y  $R_{mín.}$

### 2.5 Análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra durante el estado de carga final de construcción

En el estado de carga final de construcción de una presa de tierra se considera que existen dos posibilidades de fallo, que la experiencia indica como peligrosas.

La primera posibilidad se produce en los suelos con grado de saturación mayores que el 85% y coeficientes de consolidación  $C_v \leq 10^7 \text{ cm}^2/\text{año}$ . En el caso, el peso propio del terraplén produce presiones de poros en el cuerpo del talud y la cimentación que no se disipan totalmente en el período constructivo, utilizándose parámetros de diseño ( $C_R$  y

$\phi_R$ ) correspondientes a ensayos rápidos (envolvente total), que tienen implícitos el efecto de las presiones de poros del final de construcción.

Debe tenerse en cuenta que también en la cimentación se usan los valores  $C_R$  y  $\phi_R$  para así tener en cuenta la carga brusca que significa para la cimentación el peso del terraplén. Implícitos en el valor de  $C_R$  y  $\phi_R$  se encuentran los excesos hidrostáticos ( $u_c$ ) inducidos por dicho peso.

La segunda posibilidad de fallo se produce en los suelos con grados de saturación menores que el 85% y coeficientes de consolidación  $C_v \geq 10^7 \text{ cm}^2/\text{año}$ . En este caso el agua que penetra el talud aguas arriba produce una descarga en el pie del talud que puede dar lugar al deslizamiento. En estas condiciones se recomienda considerar una altura de agua  $0,2 H$  u otro valor que la experiencia indique como el más probable a la terminación de la obra, utilizándose los parámetros de diseño ( $c'$  y  $\phi'$ ) correspondientes a ensayos lentos.

## 2.6 Análisis de la estabilidad de taludes durante el estado de carga de operación

El estado de carga operación es aquel a que se ve sometida la presa y la cimentación luego que se han disipado las presiones de 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.

Para obtener el peso  $W$  se usan los pesos específicos saturados de los suelos por debajo de la línea de corriente superior (LCS). Los valores de  $u$  se obtienen para la base de cada dovela a partir de la red de flujo (presión hidrodinámica).

En la práctica se acostumbra a realizar ciertas simplificaciones que reducen el tiempo necesario para el análisis, como son:

- a) Considerar que la red de flujo se establece solo en el cuerpo del talud por encima del nivel estático, mientras que por debajo de este nivel no se produce flujo y por tanto  $i = 0$ . Esto permite utilizar la variante de peso específico sumergido para los suelos por debajo del nivel estático, donde el agua se considera en equilibrio y, por tanto  $u = u_h$ .
- b) Considerar en la zona comprendida entre el nivel estático de agua y la línea de corriente superior que las presiones de poro  $u$  son iguales a la componente hidrostática  $u_h$ , en cada dovela. Esto es una hipótesis conservadora que desprecia el valor de la componente de filtración ( $u_f$ ) y por tanto se usa una  $u$  mayor que la real. Esto puede hacerse solo en los casos en que la línea de corriente superior no sea muy empinada.

### **2.7 Análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra durante el estado de carga de desembalse rápido**

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

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

Como sucede en el caso de operación, es posible hacer simplificaciones que reduzcan el tiempo necesario para el análisis, como son:

- a) Considerar que, por debajo del nivel de agua, después del desembalse, no se produce movimiento y por tanto el gradiente es igual a cero ( $i=0$ ), por lo que se puede considerar solo el peso sumergido del suelo para tener en cuenta las presiones de poros hidrostáticas en forma implícita.

b) Suponer  $\bar{B} = 1$ , aunque en realidad este valor es mayor que la unidad.

c) Suponer que el valor de  $Z'$  es despreciable.

El descenso de las aguas para el cual se debe considerar un desembalse rápido, se puede obtener si se recuerda que:

$$v_d = k \cdot i \quad (\text{Velocidad de descarga})$$

$$v_s = \frac{k \cdot i}{n} \quad (\text{Velocidad de filtración})$$

Si se tiene en cuenta que el gradiente hidráulico en la zona del desembalse oscila entre 0,3 y 0,1, y que, además, la porosidad ( $n$ ) de los suelos impermeables y semipermeables está entre 0,35 y 5,4, se puede afirmar que la velocidad de filtración será  $v_s = k$ , siendo el descenso de la altura del agua en el interior del talud  $Z_{caída\ interna} = k \cdot t_0$ , donde  $t_0$ : Tiempo de vaciado del embalse.

La nueva posición de la frontera superior de la zona de saturación se puede estimar a partir del valor de la caída interna. En estas condiciones debe calcularse el factor de seguridad del talud.

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.

## 2.8 Métodos teóricos para el estudio de las filtraciones en presas de tierra

### 2.8.1 Condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior, LCS

A continuación, se muestran las distintas variantes de entrada y salida de la línea de corriente superior en la presa de tierra, en función de la geometría de la misma.

Inicialmente analizaremos los tres casos que se pueden presentar en cuanto a la forma de la entrada de la línea de la corriente superior, LCS, en la presa de tierra, en función del ángulo de inclinación del talud aguas arriba de la misma.

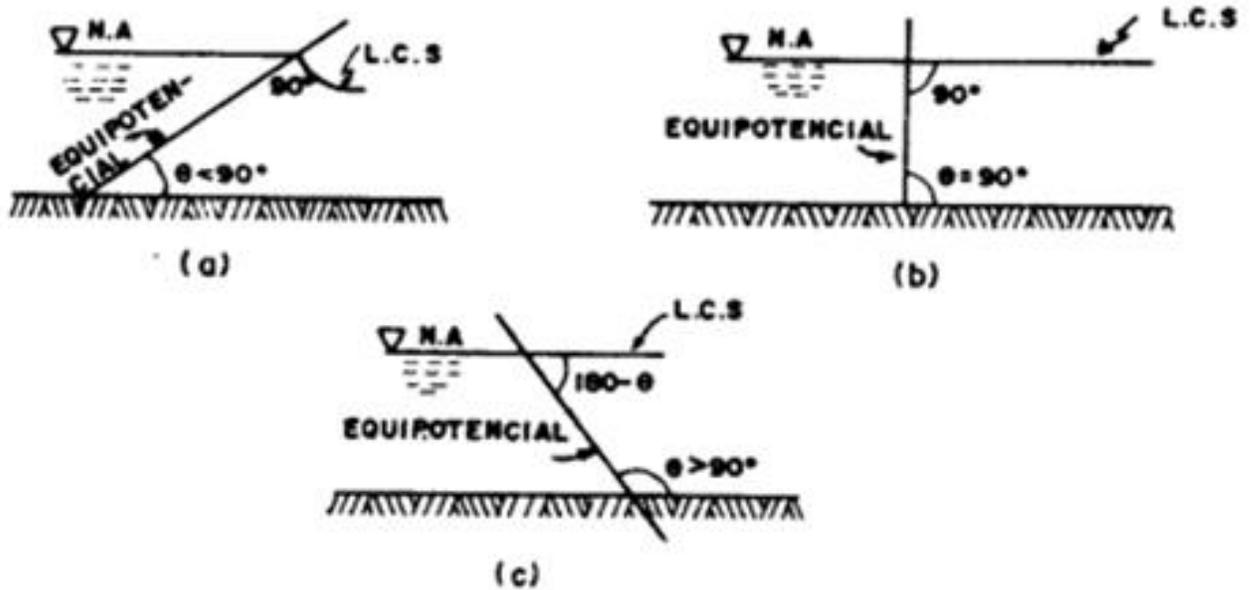


Figura 2.12 Condiciones de entrada de la línea de corriente superior. LCS

Lo mostrado en la figura 2.12 se puede resumir en la siguiente tabla 2.2:

Ángulo que forma el talud aguas arriba con la horizontal:	Condición de entrada: ángulo que forma la línea corriente superior, LCS con el talud:
$\vartheta < 90^\circ$	$90^\circ$
$\vartheta = 90^\circ$	$90^\circ$ (horizontal)
$\vartheta > 90^\circ$	$180^\circ - \vartheta$

Tabla 2.2 Condiciones de entrada de la línea de corriente superior. LCS

Las condiciones de salida de la línea de corriente superior, LCS en la presa de tierra se presentan en los tres casos que se muestran en la figura 3.20, quedando los mismos en función de la geometría del talud aguas abajo.

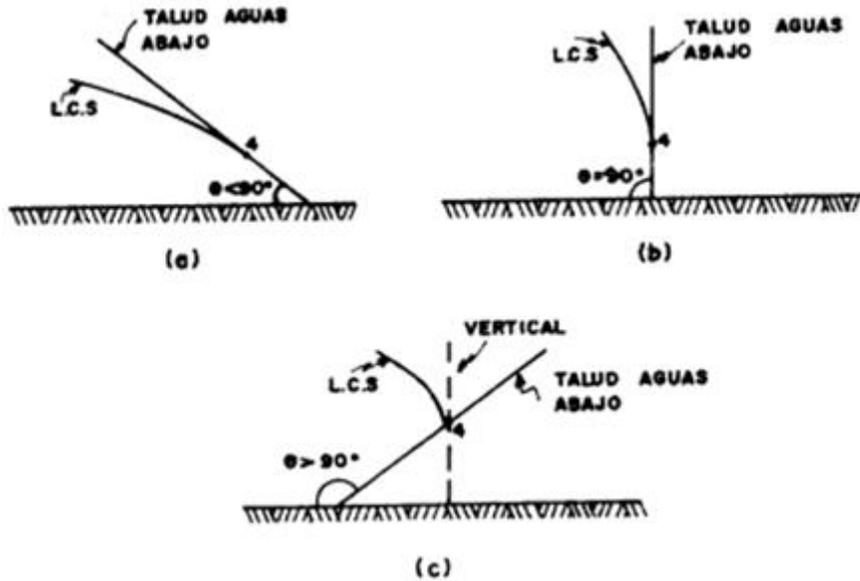


Figura 2.13 Condiciones de salida de la línea de corriente superior. LCS.

Lo mostrado en la figura 3.20 se puede resumir en la siguiente tabla 2.3:

Ángulo que forma el talud aguas Abajo con la horizontal:	Condición de salida de la línea de corriente superior, LCS en el punto 4:
$\vartheta < 90^\circ$	Tangente al talud
$\vartheta = 90^\circ$	Tangente al talud
$\vartheta > 90^\circ$	Tangente a la vertical

Tabla 2.3 Condiciones de salida de la línea de corriente superior. LCS

Las condiciones anteriores frecuentemente son cuestionadas por los ingenieros que realizan experiencias de laboratorio o lo que observan lo que ocurre en el campo, planteándose que en muchos casos no se cumplen. La mayor parte de esas interpretaciones están motivadas por confundir la línea de corriente superior, LCS con la línea de saturación del suelo, que como ya habíamos planteado se encuentra ligeramente por encima de la línea de corriente superior, LCS debido al efecto de la capilaridad, la que no está sujeta a las reglas anteriormente planteadas.

### 2.8.2 Teoría de Dupuit

Conocidas las reglas generales que debe cumplir la entrada y la salida de la LCS en la presa de tierra, resulta necesario estudiar las teorías existentes para poder determinar la geometría

completa de la línea de corriente superior, LCS y con ello lograr definir la región de la presa donde está ocurriendo el flujo y posteriormente establecer la red de flujo que da solución a las filtraciones a través de la misma.

En 1863 J. Dupuit estableció las bases para la solución aproximada, que es históricamente la primera de que se dispone para tratar problemas de flujo no confinado y de la que hoy todavía se sigue haciendo uso.

Las hipótesis básicas de la teoría de Dupuit son:

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

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

Para el flujo bidimensional es factible encontrar el gasto que pasa bajo una línea de corriente superior, LCS que, en su recorrido de proyección horizontal ( $S$ ), varía desde la altura ( $h$ ) hasta otra ( $h_0$ ) según se muestra en la figura 2.14.

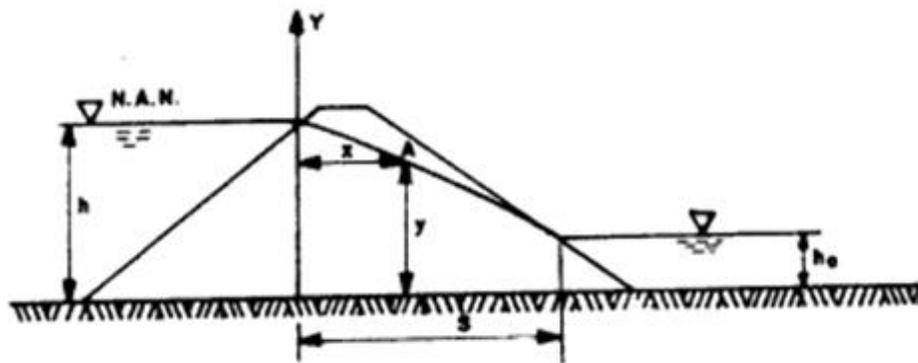


Figura 2.14 Sección transversal con flujo bidimensional

En la sección transversal de la presa mostrada en la figura 3.21 se puede aplicar la ley de Darcy para obtener la ecuación del gasto diferencial, asumiendo que el gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la línea de corriente superior, LCS  $i = dy/dx$ , quedando como:

$$q = -k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \quad (\text{ecuación 2.16})$$

$$q \cdot dx = -k \cdot y \cdot dy \quad (\text{ecuación 2.16a})$$

Integrando la (ecuación 2.16a) se tiene que:

$$q \cdot x = -\frac{k \cdot y^2}{2} + C \quad (\text{ecuación 2.17})$$

Si se evalúa para  $x=0$  y  $y=h$ , queda:

$$C = \frac{k}{2} \cdot h^2 \quad (\text{ecuación 2.18})$$

Si se sustituye el valor de la constante de integración C en la (ecuación 2.17) se tiene que:

$$q \cdot x + \frac{k}{2} \cdot y^2 = \frac{k}{2} \cdot h^2 \quad (\text{ecuación 2.19})$$

La (ecuación 2.19) representa la ecuación de una parábola y constituye la ecuación de la línea de corriente superior, LCS según la teoría de Dupuit.

Para obtener una ecuación del gasto en términos conocidos, se evaluará la (ecuación 2.19) para  $x = S$  y  $y = h_0$ , obteniéndose:

$$q \cdot S + \frac{k}{2} \cdot h^2 = \frac{k}{2} \cdot h^2$$

$$q = \frac{k}{2 \cdot S} \cdot (h^2 - h_0^2) \quad (\text{ecuación 2.20})$$

La (ecuación 2.20) representa el gasto que circula en la sección transversal, considerando un espesor unitario en el sentido perpendicular al plano del papel, según la teoría de Dupuit.

A continuación, realizaremos algunas valoraciones sobre la teoría de Dupuit:

1. No se plantea nada en cuanto a las condiciones de entrada y salida de la LCS, por lo que se considera que la misma comienza en el nivel de aguas arriba y termina en el nivel aguas abajo.
2. Ni el gasto, ni la ecuación de la línea de corriente superior, LCS, definidas por las ecuaciones (2.19) y (2.20), dependen de los taludes de la presa, lo que implica que la línea de corriente superior, LCS no es tangente al talud aguas abajo ni sale perpendicular al talud aguas arriba.
3. Si se sustituye la (ecuación 2.20) en la ecuación de la línea de corriente superior, LCS (2.19) se observa que ésta es independiente de la permeabilidad, solo depende de la geometría de la sección.
4. Para el caso  $h_0 = 0$  la expresión (2.20) queda  $q = k \cdot h^2/2S$ . Debe hacerse notar que en este caso particular no se satisface la condición de que la línea de corriente superior, LCS sea de pequeña pendiente en toda su longitud y que la hipótesis  $h_0 = 0$  es hasta cierto punto inadmisibles, pues  $h_0$  debe ser diferente de cero para permitir la salida del gasto  $q$ .

Sin embargo, a pesar de estas graves objeciones, se ha encontrado en la experiencia que para el caso particular señalado la expresión del gasto dada por Dupuit obtiene sorprendentemente muy buenas estimaciones del gasto real en diques cuyas secciones son rectangulares.

### **2.8.3 Solución de Schaffernak y Van Iterson de la línea de corriente superior**

Esta solución se diferencia de la de Dupuit en que es solo válida para el caso de  $h_0 = 0$  y que considera la formación una superficie filtración, cuya longitud, como se muestra en la figura 2.15, a lo largo del talud aguas abajo es “a”.

El método descansa en las hipótesis de Dupuit, pero toma en consideración, hasta cierto punto, las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior de la presa de tierra.

Considérese la sección de presa de tierra homogénea mostrada en la figura 2.15

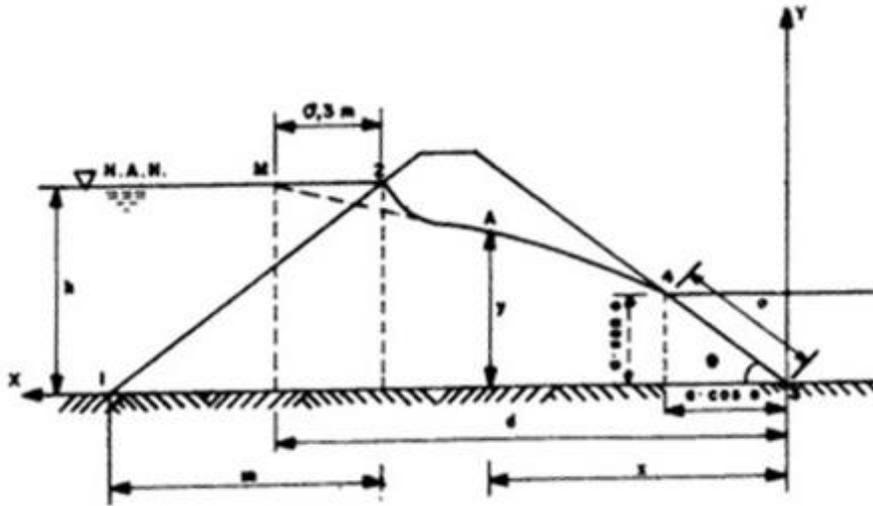


Figura 2.15 Sección de presa de tierra homogénea

Con vista a considerar las condiciones de entrada de la LCS se supone conocido el punto M, de coordenadas (d; h). Arthur Casagrande propone la posición del punto M, tal y como se muestra en la figura 2.15, a una distancia de 0.3 m a la izquierda del punto 2. De igual forma la distancia horizontal entre el punto 1 y el punto 2 es m.

Tal y como ya se había planteado en la teoría de Dupuit, el gasto en cualquier sección bajo la línea de corriente superior, LCS, tal y como lo es el punto A (x; y) será:

$$q = k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \quad (\text{ecuación 2.21})$$

El cambio de signo con respecto a la (ecuación 2.21) definida por Dupuit se debe al cambio de la posición de los ejes de coordenadas.

Integrando la (ecuación 2.21) se obtiene:

$$q \cdot x = k \cdot \frac{y^2}{2} + C \quad (\text{ecuación 2.22})$$

Evaluando (ecuación 2.22) para  $x = d$  y  $y = h$  se obtiene el valor de la constante de integración  $C$ , quedando como:

$$C = q \cdot d - \frac{k \cdot h^2}{2} \quad (\text{ecuación 2.23})$$

Sustituyendo (ecuación 2.23) en (ecuación 2.22) se tiene:

$$q(d - x) = k \cdot \frac{h^2 - y^2}{2} \quad (\text{ecuación 2.24})$$

La (ecuación 2.24) representa el lugar geométrico de la línea de corriente superior en función del gasto.

Con vista a considerar la condición de salida de la línea de corriente superior, LCS, la cual debe salir tangente al talud aguas abajo en el punto 4, se tiene que, para dicho punto 4:

$$x = \alpha \cdot \cos \theta$$

$$y = \alpha \cdot \text{sen } \theta$$

$$i = \tan \theta$$

El gasto en la sección vertical que pasa por el punto 4 estará dado por:

$$q = k \cdot \alpha \cdot \text{sen } \theta \cdot \tan \theta \quad (\text{ecuación 2.25})$$

El valor de “ $\alpha$ ” puede obtenerse sustituyendo la (ecuación 2.25) en la (ecuación 2.24) y despejando “ $\alpha$ ” después de evaluada para las coordenadas del punto 4, obteniéndose después de operar la siguiente ecuación de segundo grado:

$$\alpha^2 - 2 \cdot \frac{d}{\cos \theta} \cdot \alpha + \frac{h^2}{\text{sen}^2 \theta} = 0 \quad (\text{ecuación 2.26})$$

Resolviendo la ecuación anterior y eliminando la solución con radicando positivo, por ser absurda desde el punto de vista físico, se obtiene la siguiente ecuación para determinar  $\alpha$ :

$$a = \frac{d}{\cos \theta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \theta} - \frac{h^2}{\sin^2 \theta}} \quad (\text{ecuación 2.27})$$

La (ecuación 2.27) permite calcular el valor de “a” y por tanto definir la posición del punto 4 de salida de la línea de corriente superior, LCS.

A continuación, realizaremos algunas valoraciones sobre la solución de Schaffernak y Van Iterson:

- 1) Con las ecuaciones (2.27) y (2.25) se puede calcular el gasto de filtración sin necesidad de trazar la red de flujo.
- 2) La ecuación (2.25) da buenos resultados cuando la línea de corriente superior, LCS es bastante tendida; A. Casagrande propone que este método solo se utilice para  $\vartheta < 30^\circ$ . Cabe señalar que en casi la totalidad de las presas de tierra homogéneas se cumple dicha condición y por tanto se puede aplicar la solución ante expuesta.
- 3) Conocidos los puntos M y 4 puede trazarse la LCS utilizando las ecuaciones (2.24) y (2.25).
- 4) La parábola así trazada pasa bajo el punto 2 o punto de entrada de la LCS. A. Casagrande propone hacer a “a ojo” una corrección en esta zona, de forma que se cumpla con la condición de entrada de la línea de corriente superior, LCS, que debe ser normal en el punto 2 al talud de aguas arriba de la presa. Esta corrección se ha hecho en la figura 2.15.

#### **2.8.4 Solución de Kozeny para la línea de corriente superior**

Kozeny (1931) propuso una solución rigurosa para cuando  $\vartheta = 180^\circ$ , que es el caso cuando en una presa de tierra tiene un colchón de drenaje, tal y como se muestra en la figura 2.16.

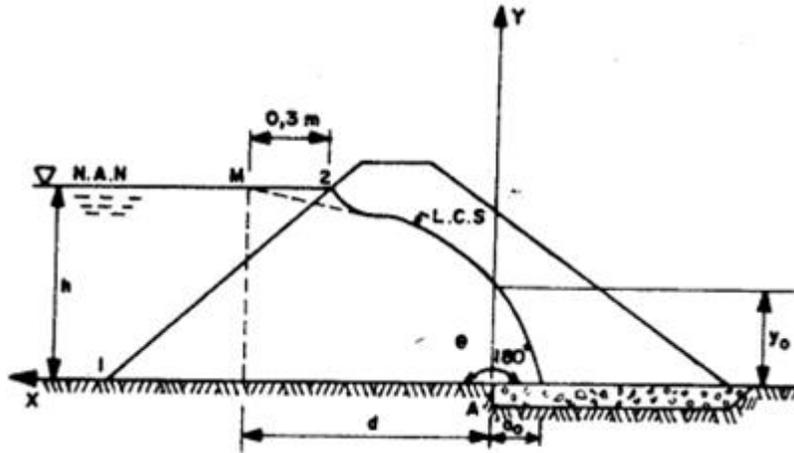


Figura 2.16 Sección de presa de tierra con colchón de drenaje

La solución rigurosa propuesta por Kozeny para el caso de  $\vartheta = 180^\circ$  es la de considerar la red de flujo formada por dos familias de parábolas del mismo foco A.

La ecuación de la línea de corriente superior, LCS, referida al sistema de ejes planteados en la figura 2.16, con origen en el foco A, es:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

$$y = \sqrt{2y_0 \cdot x + y_0^2} \quad (\text{ecuación 2.28})$$

Donde:

$y_0$ : Ordenada en el origen de coordenadas de la línea de corriente superior

En la solución se supone, de nuevo, conocido el punto M, de coordenadas (d, h) con lo que se puede conocer las distancias  $a_0$  y  $y_0$ , según:

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{d^2 + h^2} - d) \quad (\text{ecuación 2.29})$$

En esta solución el gasto a través de la presa se determina por la siguiente expresión:

$$q = 2 \cdot k \cdot a_0 = k \cdot y_0 \quad (\text{ecuación 2.30})$$

A continuación, se realizan algunas observaciones sobre la solución de Kozeny.

- 1) La relación entre  $a_0$  y  $y_0$  es una propiedad conocida de las parábolas
- 2) Otra propiedad de la parábola (línea de corriente superior, LCS) es que su inclinación sobre el origen, (en  $x = 0$ ;  $y = y_0$ ) es de  $45^\circ$ .
- 3) Al plantearse que  $q = k \cdot y_0$  se está planteando que  $i = 1$ , lo que significa que se considera el gradiente igual a la pendiente de la línea de corriente superior, LCS, ( $i = \tan \alpha$ ), hipótesis de Dupuit, y que en esa sección  $dy/dx = 1$ .
- 4) Si derivamos  $x = (y^2 - y_0^2)/2 y_0$  nos daría  $dx/dy = y/y_0$ , de igual forma se puede obtener que  $dy/dx = y_0/y$ , por lo tanto, para  $y=0$ , entrada al drenaje,  $dy/dx = \infty$ , lo que implica que la LCS entra al drenaje totalmente vertical, además para  $y=y_0$  se obtiene que  $dy/dx = 1$ , demostrándose lo planteado anteriormente que la pendiente de la LCS en  $x = 0$ ;  $y = y_0$  es de  $45^\circ$ .
- 5) La parábola de Kozeny es también denominada como “parábola básica”
- 6) La condición de entrada de la LCS se corrige a “ojo”, siguiendo la propuesta de Casagrande.

### 2.8.5 Solución de Casagrande para la línea de corriente superior

Casagrande extendió la solución rigurosa de Kozeny, de manera que llegó a soluciones aproximadas, pero de gran valor práctico, aplicable a los casos en que  $60^\circ < \vartheta < 180^\circ$ . En la figura 2.17 se muestran las particularidades de dicha solución.

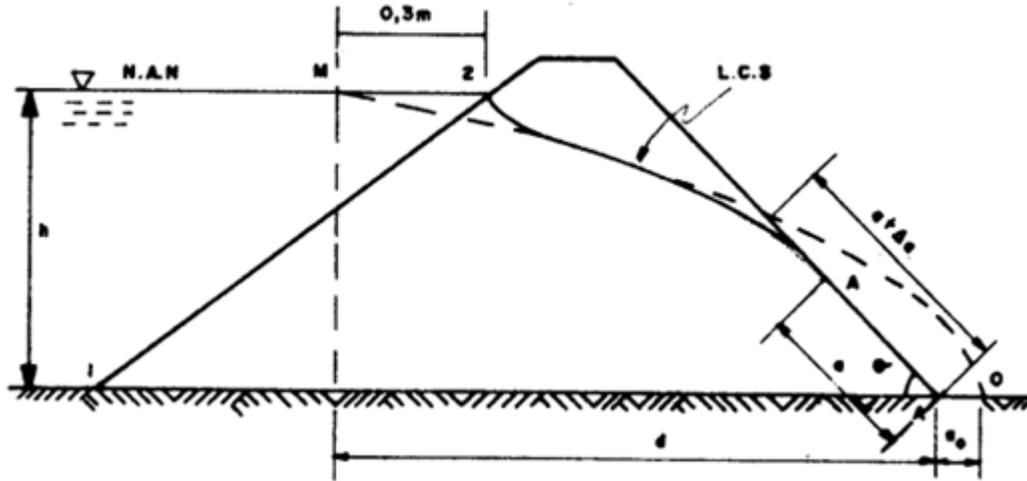


Figura 2.17 Sección para la solución de Casagrande

Para aplicar la solución propuesta por Casagrande se debe seguir el siguiente procedimiento:

- 1) Se considera como foco de la parábola básica el pie del talud aguas abajo (punto A).
- 2) Con vista a tener en cuenta la condición de entrada se supone conocido el punto M, de coordenadas (d; h).
- 3) La posición del punto O se determina colocando la distancia  $\alpha_0$ , calculada según la (ecuación 2.31).

$$\alpha_0 = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + h^2} - d) \quad (\text{ecuación 2.31})$$

- 4) Se calculan los puntos de la parábola utilizando la expresión:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

Donde:

$$y_0 = 2\alpha_0$$

Dibujándose la parábola (de M hasta O). Los ejes de coordenadas son los mismos de Kozeny y se encuentran en el foco A.

- 1) Se determina la distancia  $(\alpha + \Delta\alpha)$  entre el pie del talud y la intersección de la parábola con el talud aguas abajo, tal como se señala en la figura 2.17.

- 2) Se determina según Casagrande la posición del punto 4, haciendo uso de la corrección mostrada en la figura 2.18.



Figura 2.18 Corrección por Casagrande

- 3) Con el valor de  $\Delta\alpha/(\alpha + \Delta\alpha)$ , obtenido del paso anterior, y  $(\alpha + \Delta\alpha)$  obtenido en el paso 5, se despeja  $\Delta\alpha$ , pudiéndose situar el punto 4.
- 4) Se corrigen “a mano”, tanto la condición de entrada como la de salida, siendo esta última tangente al talud en el punto 4, en el caso mostrado en la figura 2.17. En el caso de que  $\theta$  sea mayor que  $90^\circ$ , como es el de una sección de presa homogénea con prisma de drenaje, la condición de salida de la línea de corriente superior deberá ser tangente a la vertical en el punto 4.

A continuación, realizaremos algunas observaciones sobre la solución planteada por Casagrande para la obtención de la línea de corriente superior, LCS.

1. En la solución de Casagrande para determinar el gasto resulta necesario recurrir a la red de flujo, como la que se muestra en la siguiente figura 2.19.

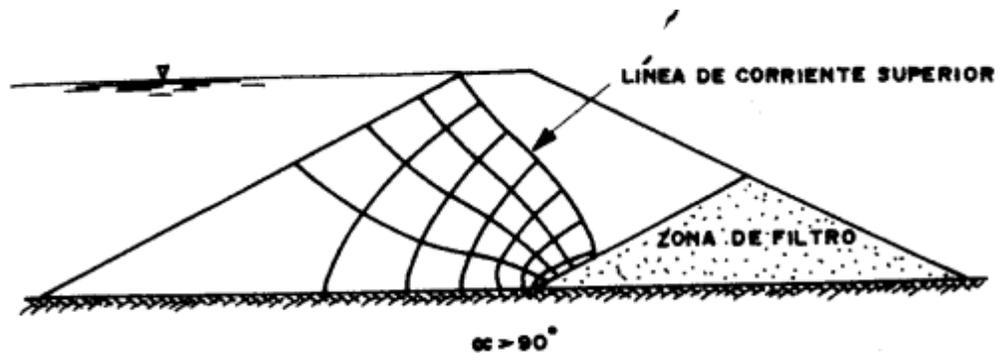


Figura 2.19 Red de flujo

2. Para calcular el gasto en la red de flujo debe determinarse  $n_e$  sobre la superficie impermeable, frontera inferior de la red.

### 2.8.6 Teoría de la sección transformada

Como ya se ha planteado la ecuación de Laplace está muy estudiada, al igual que sus soluciones, por lo que sería muy recomendable que sea la utilizada para el estudio del flujo a través de una región de suelo. Por otro lado, ya se definió que la ecuación de Laplace solo es válida para suelos isótropos desde el punto de vista de la permeabilidad, y como conocemos en una cantidad de problemas prácticos, incluidas las presas de tierras, esa condición no se cumple ya que en dichos casos  $K_x \neq K_y$ .

Afortunadamente existe un artificio matemático de trabajo que permite estudiar todos los problemas de flujo como si éste estuviera ocurriendo a través de un suelo isótropo donde  $K_x = K_y$ . Este artificio se conoce como la teoría de la sección transformada y permite reducir un suelo anisótropo a uno isótropo, en cuanto a la permeabilidad, y por tanto poder utilizar la ecuación de Laplace y su solución en el problema del flujo de agua a través de la cortina de una presa de tierra.

En esencia la teoría de la sección transformada es un simple artificio de cálculo que se logra por una sencilla transformación de coordenadas y que modifica sobre el papel de las dimensiones de la zona de flujo en estudio, de manera que la nueva sección obtenida, supuesta isótropa con  $K_x = K_y$ , tengan todas las condiciones de flujo que interesan, iguales a las prevalecientes en la sección propuesta con  $K_x \neq K_y$ .

Partiendo de la región de flujo que se muestra en la figura 2.20, en la que  $K_x \neq K_y$ .

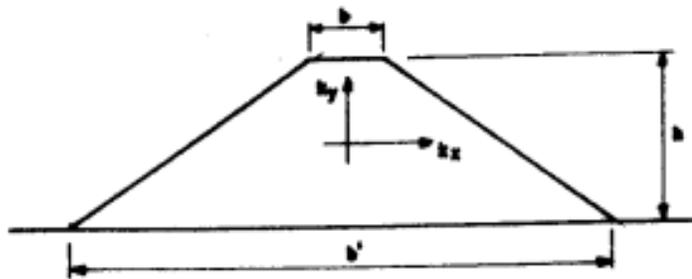


Figura 2.20 Región de flujo

Se realizará la siguiente transformación de coordenadas, en la que la coordenada  $x$  se transforma en la coordenada  $x'$ , tal que:

$$x' = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} \cdot x \quad (\text{ecuación 2.32})$$

Si la (ecuación 2.33) la dividimos por  $K_x$

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 \cdot h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 \cdot h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{ecuación 2.33})$$

se obtiene:

$$\frac{\partial^2 \cdot h}{\partial x^2} + \frac{k_y}{k_x} \cdot \frac{\partial^2 \cdot h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{ecuación 2.34})$$

Por otro lado, si se deriva la (ecuación 2.32) con respecto a  $x$  se obtiene:

$$\frac{dx'}{dx} = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}$$

De igual forma, tomando en cuenta la transformación definida en la (ecuación 2.32), se puede escribir:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x'} \cdot \frac{dx'}{dx} = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} \cdot \frac{\partial h}{\partial x'} \quad (\text{ecuación 2.35})$$

Si se vuelve a derivar la (ecuación 2.35) con respecto a  $x$ , se obtiene:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{k_y}{k_x} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} \quad (\text{ecuación 2.36})$$

Si sustituimos la ecuación (2.36) en (2.34), se tiene:

$$\frac{k_y}{k_x} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{k_y}{k_x} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{ecuación 2.37})$$

La que evidentemente se reduce a la siguiente expresión:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{ecuación 2.38})$$

Demostrándose que si se trabaja con la sección transformada resulta posible utilizar la ecuación de Laplace para el estudio del flujo a través de una región de suelo, incluso para el caso de suelos anisótropos en cuanto a la permeabilidad donde  $K_x \neq K_y$ .

En la figura 2.21 se muestra cómo quedaría la sección transformada de la original mostrada en la figura 2.20, en la que quien dirige y gobierna el flujo es la ecuación de Laplace.

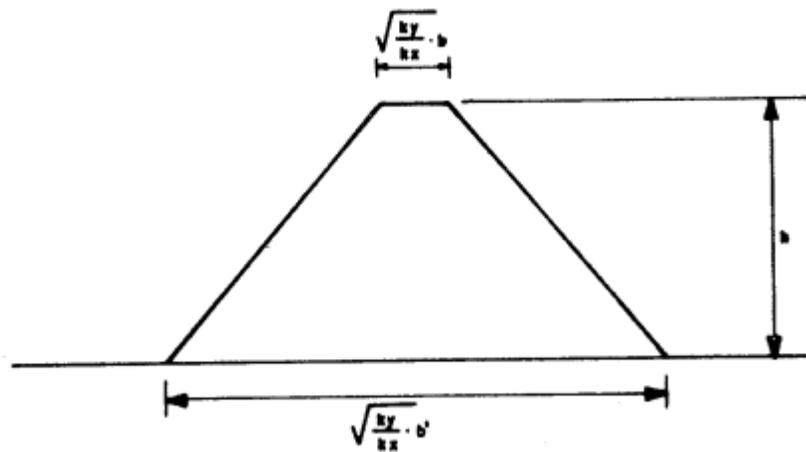


Figura 2.21 Sección transformada

Naturalmente que la transformación de coordenadas no ha de hacerse solo en las ecuaciones, sino también física y realmente en la sección bajo estudio. Así, la zona de flujo original en la figura 2.20 se transforma para todos los cálculos en la región 2.21, donde las dimensiones horizontales se transforman y las verticales no se modifican.

La sección transformada también se pudo haber obtenido transformando las coordenadas y en coordenadas transformadas  $y'$ , donde la ecuación para la transformación sería:

$$y' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \cdot y, \quad (\text{ecuación 2.39})$$

La permeabilidad equivalente que se emplea para los cálculos en la sección transformada se demuestra que es igual a:

$$k = \sqrt{k_x \cdot k_y} \quad (\text{ecuación 2.40})$$

En resumen, para resolver el problema del flujo de agua a través de una región de suelo anisótropo deberá inicialmente obtenerse la sección transformada, con el cambio de coordenadas correspondiente, y realizar todos los cálculos sobre dicha sección transformada como si el suelo fuera isótropo con un coeficiente de permeabilidad equivalente igual al definido en la (ecuación 2.40).

## 2.9 Conclusiones parciales del capítulo 2

- 1) El estudio realizado a partir de las particularidades de los métodos de análisis de estabilidad de taludes mencionados en el capítulo, permite apreciar que los mismos se basan fundamentalmente en el realizar el análisis utilizando la superficie circular como superficie de falla y a partir de ahí definir todas las fuerzas que actúan en cada dovela para llegar a determinar la estabilidad del talud como toda una estructura.
- 2) A partir de lo establecido en los diferentes métodos de análisis de las filtraciones en presas de tierra, es posible definir que para poder realizarse un correcto estudio de este fenómeno es necesario primero conocer las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior para así llegar a establecer el método que puede dar solución al caso en estudio y luego poder estimar y calcular las condiciones a las que estará sometido el mismo, llegando a conocer si el diseño propuesto es el adecuado atendiendo a todas las características correspondientes.

## **CAPÍTULO 3. “Implementación de los métodos teóricos en el programa computacional GeoStudio 2007 y sus particularidades”**

En el capítulo anterior se abordaron una serie de pasos a seguir para realizar un completo y organizado trabajo para analizar la estabilidad de taludes y las filtraciones en presas de tierra. Esta serie de pasos por la cual deben transitar todos los diagnósticos de este tipo de estructura persiguen el objetivo inmediato de obtener la información necesaria que permita una correcta modelación y análisis del objeto de obra.

Las modelaciones de las estructuras, para su análisis haciendo uso de los métodos teóricos abordados en el capítulo anterior, se realizarán en este capítulo con ayuda del programa computacional GeoStudio 2007, el cual permitirá hacer comparaciones entre los principales métodos de análisis de estabilidad de taludes y filtraciones siendo los más usados para el estudio de estos fenómenos presentes en las presas de tierra.

### **3.1 Características generales del programa computacional GeoStudio 2007**

En el análisis de estabilidad de taludes se realizan suposiciones enfocadas al equilibrio estático para que la obtención del factor de seguridad sea factible. Para cada radio posible se puede obtener diferentes superficies de falla, por lo que el cálculo de dicho factor es una tarea tediosa y extensa.

El continuo desarrollo que ha tenido la tecnología en los últimos años ha permitido que las tareas asignadas a los métodos numéricos sean optimizadas a través de software que cumplen procesos sistemáticos e iterativos. (Espinoza, 2013)

GeoSlope 2007 es una de las herramientas informáticas de mayores potencialidades para el análisis de taludes y filtraciones, ya que permite tratar estratigrafías complejas, la presión del agua intersticial en condiciones irregulares, modelos de resistencia al corte lineal y no lineal, casi cualquier tipo de forma de la superficie de deslizamiento, cargas concentradas, y el refuerzo estructural. Este programa permite realizar los cálculos de estabilidad de taludes a través de una gran variedad de métodos: Ordinario (Fellenius), Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer, Morgenstern-Price, Cuerpo de Ingenieros Americanos, Lowe-Karafiath, Sarma, Método de equilibrio límite generalizado y Método de los elementos finitos. La introducción de los condicionantes geométricos es muy versátil y se adapta prácticamente a cualquier geometría.

Este software también dispone de distintos sistemas de modelización de las superficies de rotura: malla de centros y límites, por bloques, etc. Se puede modelar las acciones del agua en el terreno a través de varios sistemas; además, el programa presenta una gran cantidad de modelos de comportamiento de los suelos.

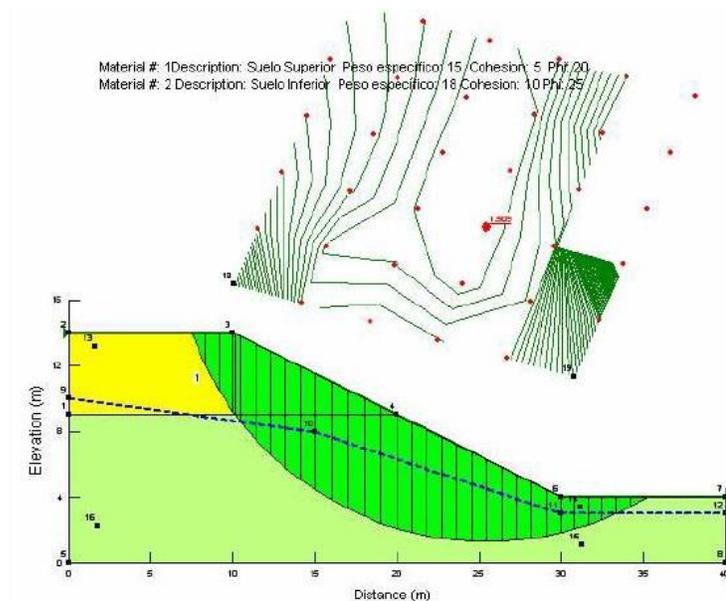


Figura 3.1 Ejemplo de modelación de suelo

El programa en el caso del análisis de las filtraciones tiene fundamentalmente en su versión 2007 las siguientes características definidas a continuación:

### 3.1.1 Tipos de análisis

El programa permite realizar los cálculos de redes de flujo a través de dos tipos fundamentales de análisis:

- Régimen estacionario, el tiempo no interviene como variable en el proceso.
- Régimen transitorio, se tiene en cuenta la evolución del sistema con el tiempo.

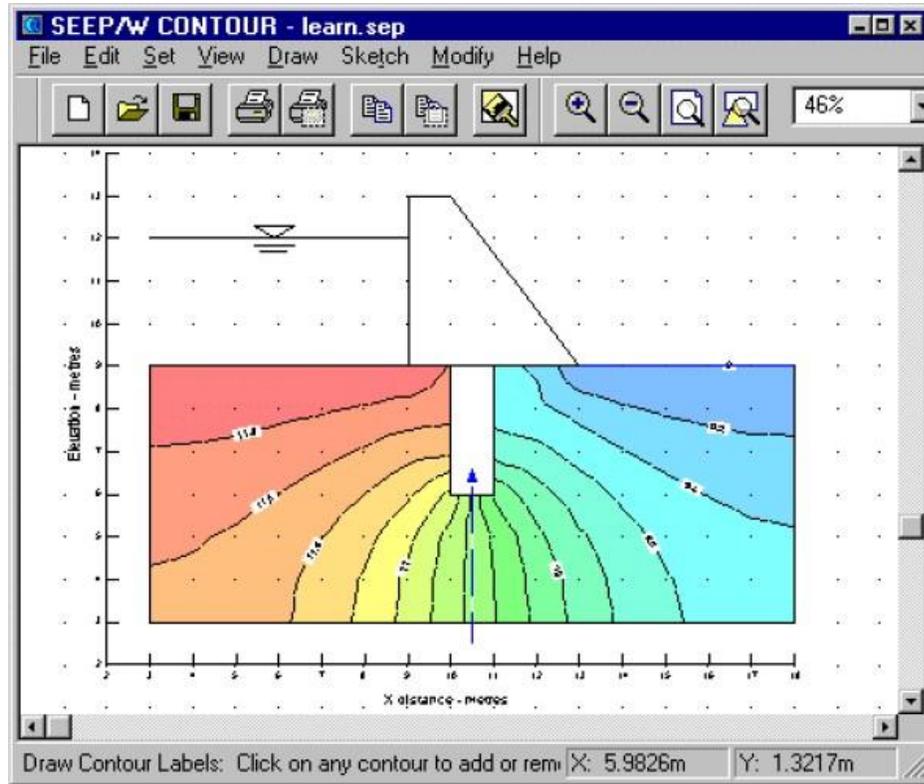


Figura 3.2 Condiciones de contorno del suelo

### 3.1.2 Geometría y estratigrafía

La introducción de los condicionantes geométricos son muy versátiles y se adaptan prácticamente a cualquier geometría.

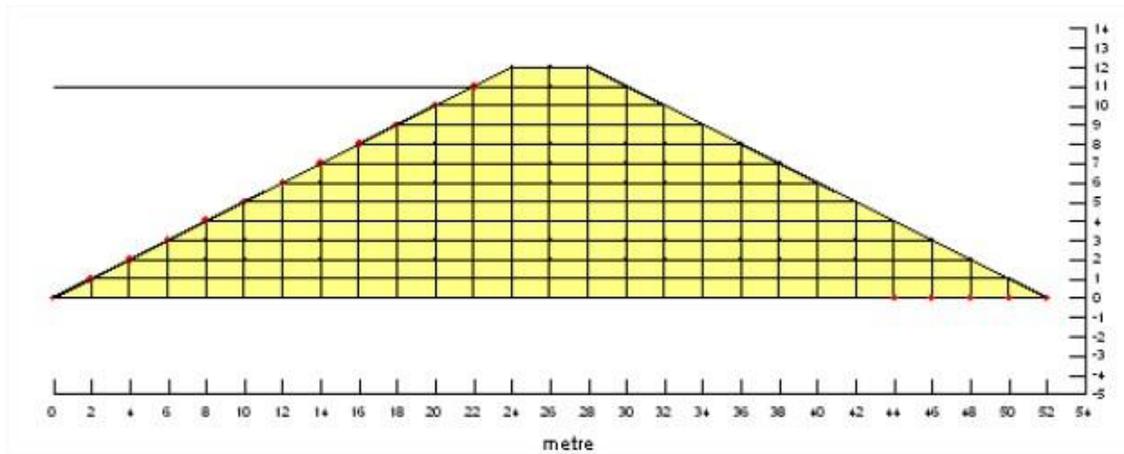


Figura 3.3 Geometría y estratigrafía de un modelo.

- Geometría adaptable a cualquier contorno estratigráfico mediante herramientas gráficas a través de la definición de regiones.

### 3.1.3 Propiedades de los suelos

Con objeto de modelizar el comportamiento de los suelos el programa dispone de varios modelos de comportamiento.

- Permeabilidad del terreno.
- Relación entre permeabilidades  $K_y/K_x$
- Variación direccional de la permeabilidad de la componente  $k_x$ .
- Modelo de estado saturado o insaturado/saturado.
- Definición de función de conductividad en suelos insaturados.

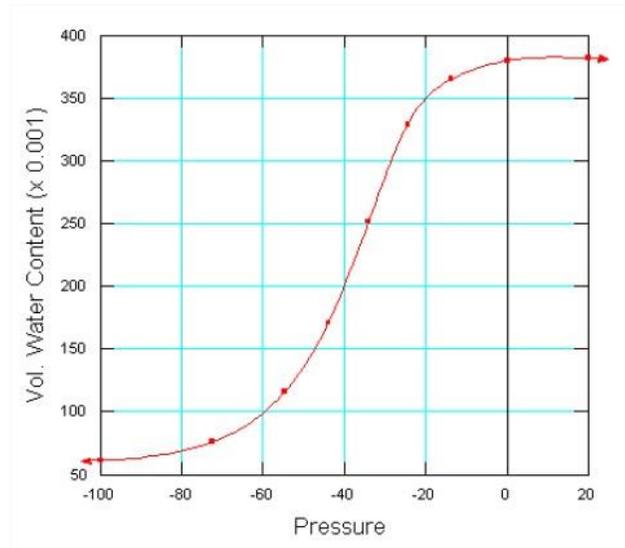


Figura 3.4 Curva volumen contra presión.

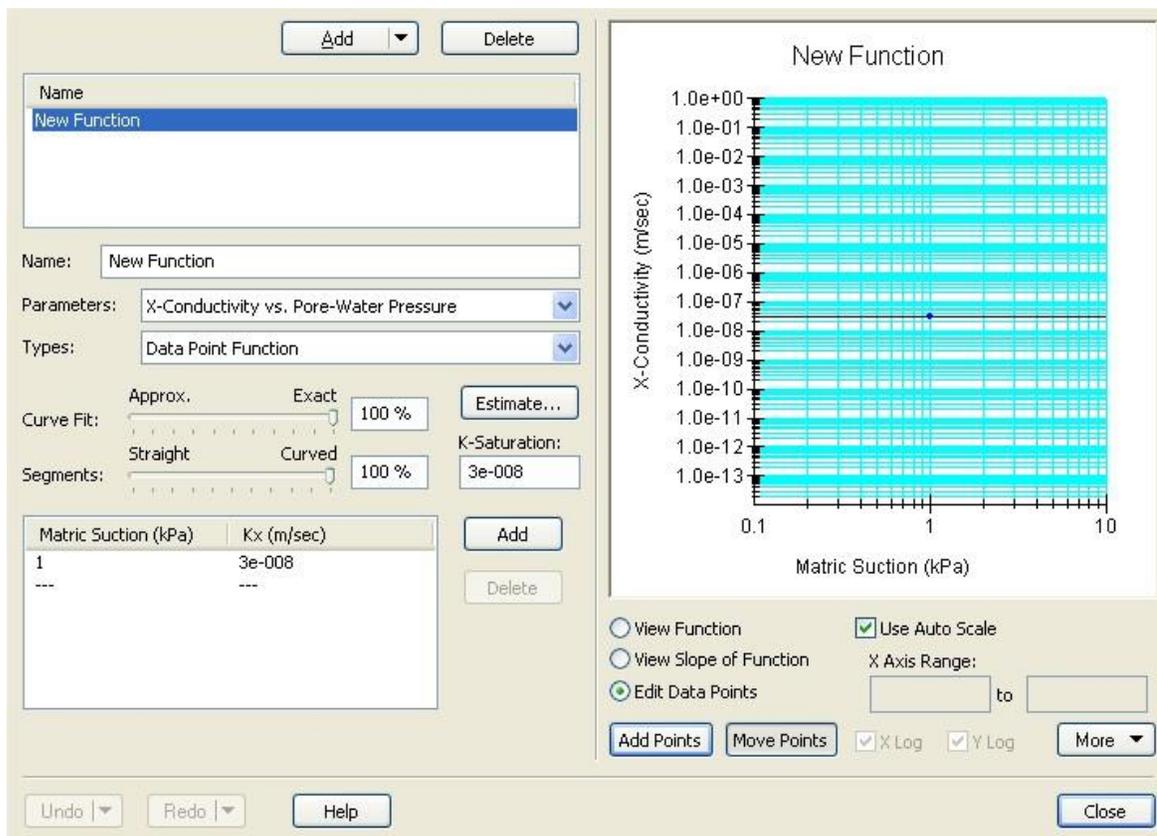


Figura 3.5 Propiedades del suelo

### 3.1.4 Condiciones de contorno del problema

Para el estudio del comportamiento del modelo además de la parametrización del terreno es necesario definir las propiedades de los contornos del modelo, para ello disponemos de las siguientes opciones:

- Head (Altura piezométrica = Altura de cota + altura de presión)
- Total Flux (Caudal Filtrado)
- Press Head (Altura de presión)
- Unit Flux (Flujo unitario)
- Unit Gradient (Gradiente unitario)

Para dar solución a cada una de las problemáticas presentes en el capítulo, es necesario aplicar las características y particularidades descritas en el capítulo 2 para cada uno de los métodos.

## 3.2 Análisis de problemáticas de filtraciones en presas de tierra

### 3.2.1 Problemática # 1. Análisis de las filtraciones en cortina de presa de tierra a través de la solución de Schaffernak y Van Iterson

A partir de los datos y la sección transversal de la presa de tierra homogénea mostrados en la figura 3.6 es necesario determinar la red de flujo existente considerando  $K_x = K_y = 5 \times 10^{-6}$  cm/seg, según las teorías de Shaffernak y Van Iterson y el gasto según dichas teorías.

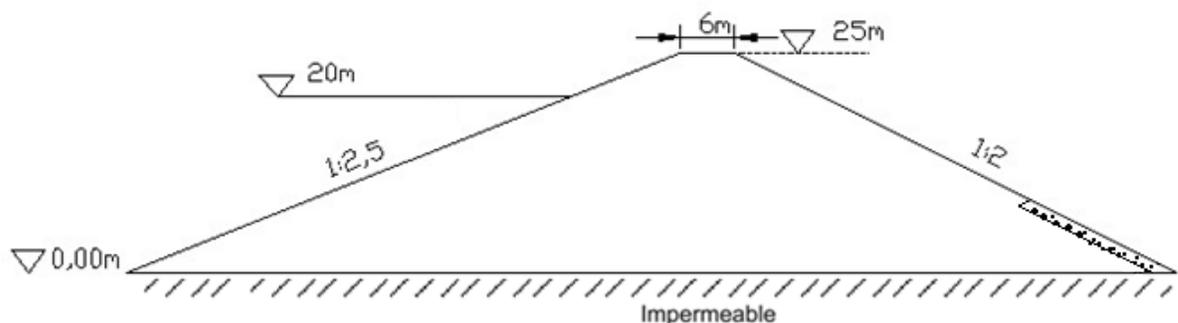


Figura 3.6 Sección transversal de la cortina de la presa

### 3.2.1.1 Solución manual

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{25}{50}\right) = 26.5^\circ \quad (\text{ecuación 3.1})$$

$$a = \frac{d}{\cos\theta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2\theta} - \frac{h^2}{\sin^2\theta}} \quad (\text{ecuación 3.2})$$

$$a = \frac{83.5}{\cos 26.5^\circ} - \sqrt{\frac{83.5^2}{\cos^2 26.5^\circ} - \frac{20^2}{\sin^2 26.5^\circ}}$$

$$a = 11.36 \text{ m}$$

### Red de flujo según las teorías de Shaffernak y Van Iterson

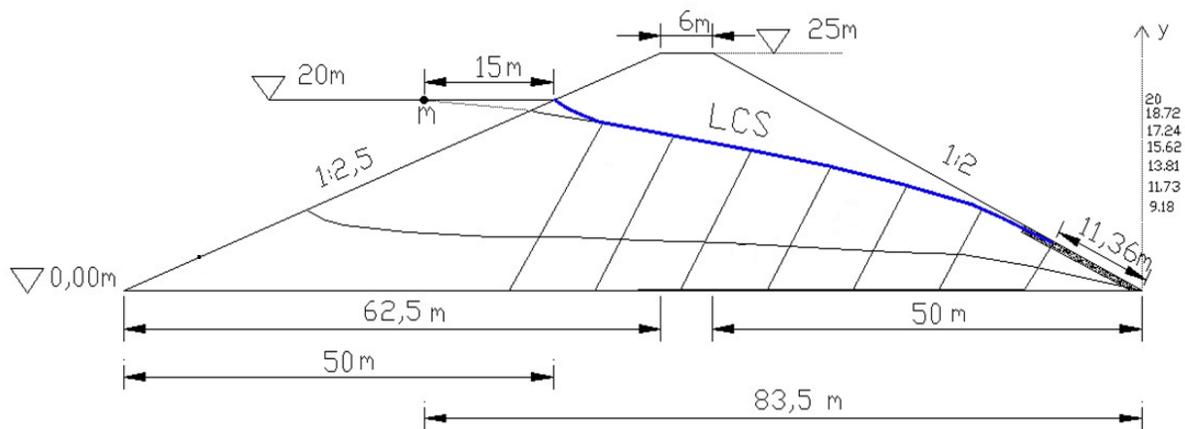


Figura 3.7 Red de flujo para la solución manual

$$ne = 8 \quad nf = 1,4$$

$$\frac{q}{k} = a \times \sin\theta \times \tan\theta = 11.36 \times \sin 26.5^\circ \times \tan 26.5^\circ = 2.53 \text{ m} \quad (\text{ecuación 3.3})$$

$$\frac{q}{k}(d-x) = \frac{h^2-y^2}{2} \quad (\text{ecuación 3.4})$$

Despejando y de (ecuación 3.4)

$$2.53(83.5) - 2.66x = 200 - \frac{y^2}{2}$$

$$y = \sqrt{5.32x - 22.04}$$

X(m)	20	30	40	50	60	70	83.5
Y(m)	9.18	11.73	13.81	15.62	17.24	18.72	20

Tabla 3.1 Corrección de la línea de corriente superior

Cálculo del gasto por las teorías de Shaffernak y Van Iterson

$$q = k \times a \times \text{sen}\theta \times \text{tan}\theta \quad (\text{ecuación 3.5})$$

$$q = \left(5 \times \frac{10^{-8} \text{ m}}{\text{seg}}\right) \times 11.36 \text{ m} \times \text{sen}26.5^\circ \times \text{tan} 26.5^\circ$$

$$q = 1,26 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo del gasto por la red de flujo

$$q = k \times \Delta h \times \frac{nf}{ns} \quad (\text{ecuación 3.6})$$

$$q = \left(5 \times \frac{10^{-8} \text{ m}}{\text{seg}}\right) \times 20 \text{ m} \times \frac{1.4}{8}$$

$$q = 1.75 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo del gasto por la teoría de Dupuit

$$q = \frac{k}{2 \cdot s} \cdot (h^2 - h_0^2) \quad (\text{ecuación 3.7})$$

$$q = \frac{(5 \times 10^{-8} \text{ m/seg})}{(2 \cdot 58.619 \text{ m})} \cdot (20^2 - 0)$$

$$q = 1.71 \times 10^{-7} \text{ m/seg}$$

### 3.2.1.2 Red de flujo según la solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007

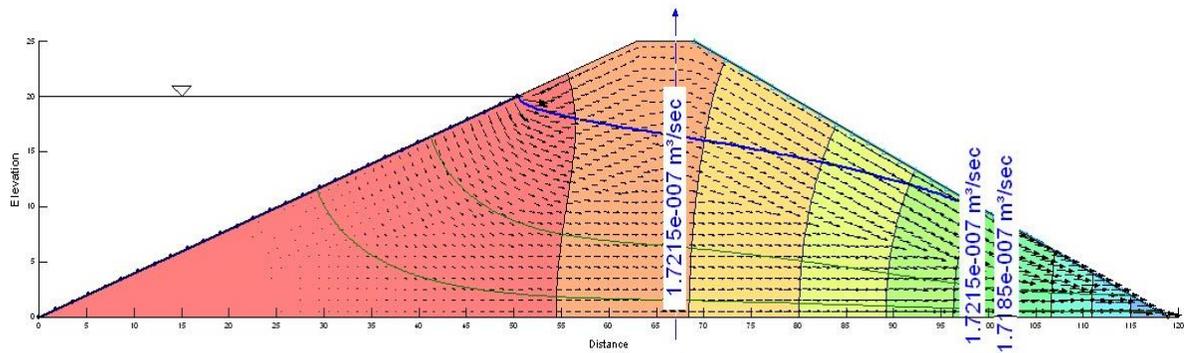


Figura 3.8 Red de flujo según programa computacional GeoStudio 2007

Solución	Gasto (m³/seg)
Shaffernak y Van Iterson	$1,26 \times 10^{-7}$
GeoStudio 2007/SEEP	$1,71 \times 10^{-7}$
Red de flujo	$1.75 \times 10^{-7}$
Dupuit	$1.71 \times 10^{-7}$

Tabla 3.2 Comparación del gasto

### 3.2.2 Problemática # 2. Análisis de las filtraciones en cortina de presas de tierra a través de la solución de Kozeny

Dada la sección transversal de la presa de tierra homogénea que se muestra y con los datos dados en el dibujo se requiere determinar la red de flujo considerando  $K_x = K_y = 3 \times 10^{-6}$  cm/seg, según la solución de Kozeny y el gasto según Kozeny y según la red de flujo. Analice los resultados.

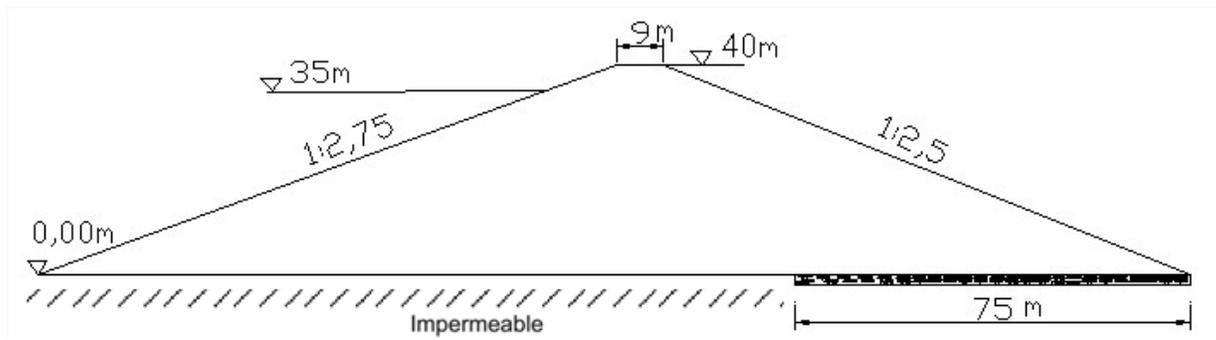


Figura 3.9 Sección transversal de la cortina

#### 3.2.2.1 Solución manual

Red de flujo según la solución de Kozeny

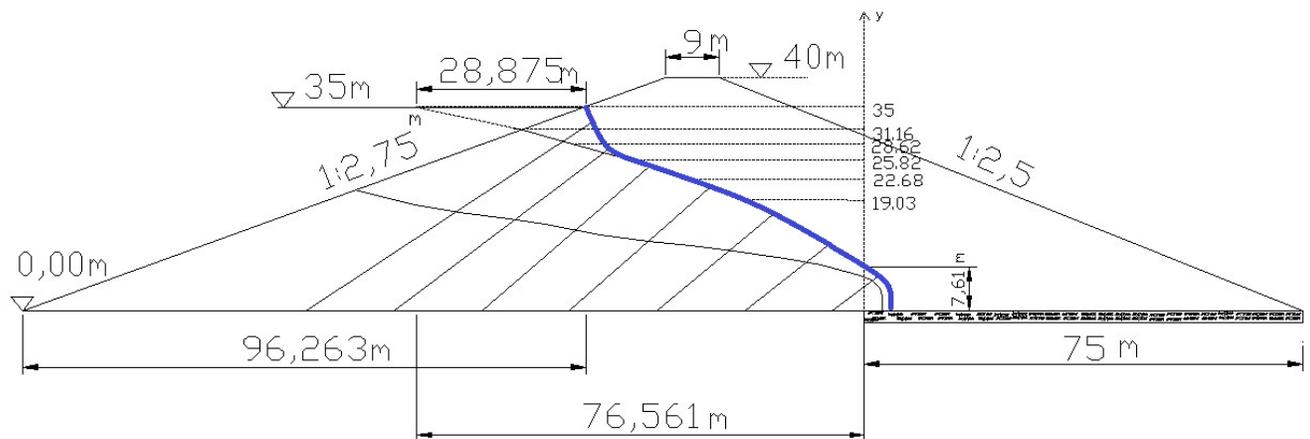


Figura 3.10 Red de flujo según la solución de Kozeny

$$n_e = 8 \quad n_f = 1,4$$

$$y_0 = \frac{1}{2}(\sqrt{d^2 + h^2} - d)2 = \frac{1}{2}(\sqrt{76.56^2 + 35^2} - 76.56)2 = 7.61 \text{ m} \quad (\text{ecuación 3.8})$$

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \quad (\text{ecuación 3.9})$$

X (m)	20	30	40	50	60	76.63
Y(m)	19.03	22.68	25.82	28.62	31.16	35

Tabla 3.3 Corrección de la línea de corriente superior

Cálculo del gasto según Kozeny

$$q = k \times y_0 = (3 \times 10^{-8} \text{ m/seg}) \times 7.61 \text{ m} \quad (\text{ecuación 3.10})$$

$$q = 2,283 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo del gasto por la red de flujo

$$q = k \times \Delta h \times \frac{n_f}{n_s} \quad (\text{ecuación 3.11})$$

$$q = \left(3 \times \frac{10^{-8} \text{ m}}{\text{seg}}\right) \times 35 \text{ m} \times \frac{1.4}{8}$$

$$q = 1.83 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo del gasto por la teoría de Dupuit

$$q = \frac{k}{2 \cdot s} \cdot (h^2 - h_0^2) \quad (\text{ecuación 3.12})$$

$$q = \frac{(3 \times 10^{-8} \text{ m/seg})}{(2 \cdot 52.21 \text{ m})} \cdot (35^2 - 0)$$

$$q = 3.5 \times 10^{-7} \text{ m/seg}$$

### 3.2.2.2 Red de flujo según la solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007

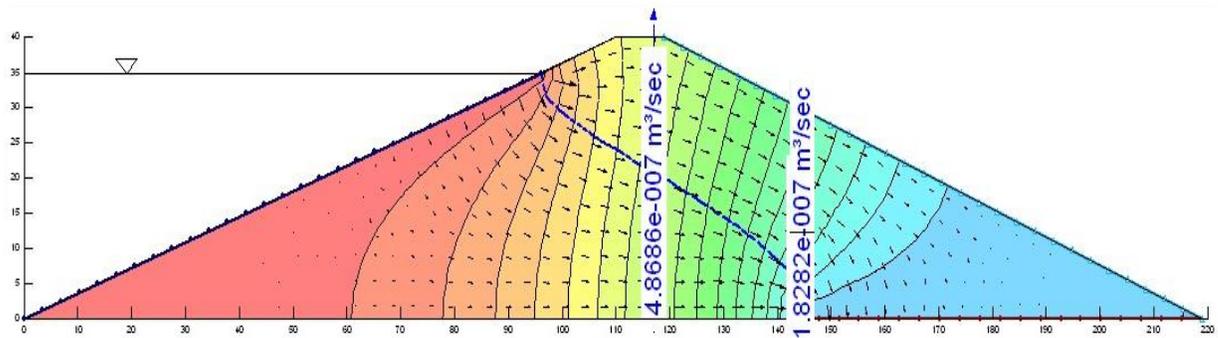


Figura 3.11 Red de flujo según programa computacional GeoStudio 2007

Solución	Gasto (m³/seg)
Kozeny	$2,283 \times 10^{-7}$
GeoStudio 2007/SEEP	$1.828 \times 10^{-7}$
Red de flujo	$1.83 \times 10^{-7}$
Dupuit	$3.5 \times 10^{-7}$

Tabla 3.4 Comparación del gasto

Al establecer comparación entre los resultados de todos los cálculos realizados por las soluciones mostradas en la tabla 3.4, se puede apreciar que el método de Dupuit diverge con respecto a los demás debido a que al tratarse de un análisis para colchón de drenaje en la base de la cortina de la presa, la línea de corriente superior tiene mayor pendiente, en teoría de Dupuit se aconseja emplear el método para pendientes pequeñas.

### 3.2.3 Problemática # 3. Análisis de las filtraciones en cortina de presa de tierra a través de la solución de Casagrande

Dada la sección transversal de la presa de tierra homogénea que se muestra y con los datos dados en el dibujo determine:

- La red de flujo considerando  $K_x = K_y = 5 \times 10^{-6}$  cm/seg, según la solución de Kozeny.
- El gasto que existe en la red de flujo. Analice los resultados.

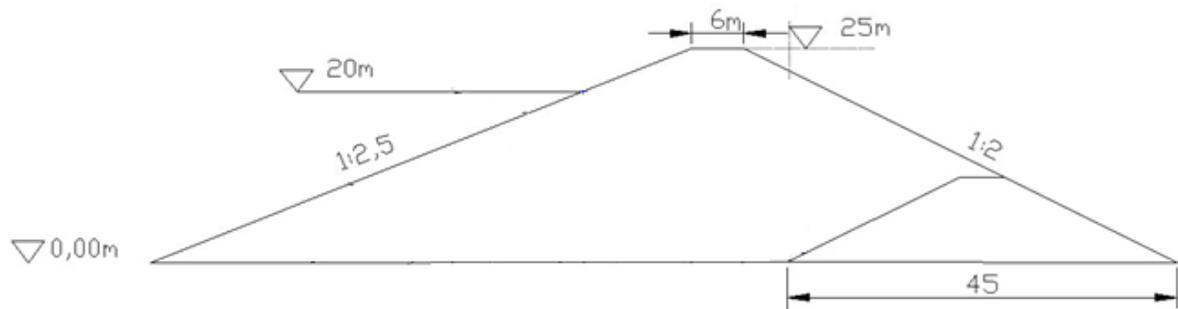


Figura 3.11 sección transversal de la cortina

#### 3.2.3.1 Solución manual

Red de flujo según la solución de Casagrande

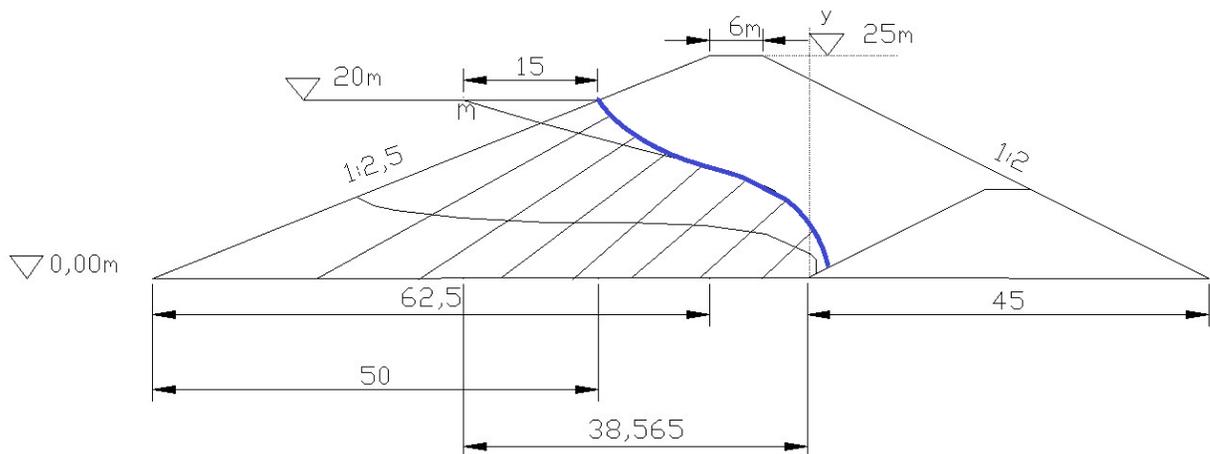


Figura 3.12 Red de flujo según la solución de Casagrande

$$n_e = 8 \quad n_f = 1,8$$

$$y_0 = \frac{1}{2}(\sqrt{d^2 + h^2} - d)2 \quad (\text{ecuación 3.13})$$

$$y_0 = \frac{1}{2}(\sqrt{38.56^2 + 20^2} - 38.56)2 = 4.87 \text{ m}$$

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \quad (\text{ecuación 3.14})$$

X (m)	20	30	38.56
Y(m)	14.78	17.77	19.98

Tabla 3.5 Corrección de la línea de corriente superior

Cálculo del gasto según Kozeny

$$q = k \times y_0 = (5 \times 10^{-8}) \times 4.87 \text{ m} \quad (\text{ecuación 3.15})$$

$$q = 2,435 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo del gasto por la red de flujo

$$q = k \times \Delta h \times \frac{nf}{ns} \quad (\text{ecuación 3.16})$$

$$q = \left(5 \times \frac{10^{-8} \text{ m}}{\text{seg}}\right) \times 20 \text{ m} \times \frac{1.8}{8}$$

$$q = 2.25 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo del gasto por la teoría de Dupuit

$$q = \frac{k}{2 \cdot s} \cdot (h^2 - h_0^2) \quad (\text{ecuación 3.17})$$

$$q = \frac{(5 \times 10^{-8} \text{ m/seg})}{(2 \cdot 30 \text{ m})} \cdot (20^2 - 0)$$

$$q = 3.3 \times 10^{-7} \text{ m/seg}$$

### 3.2.3.2 Red de flujo según la solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007

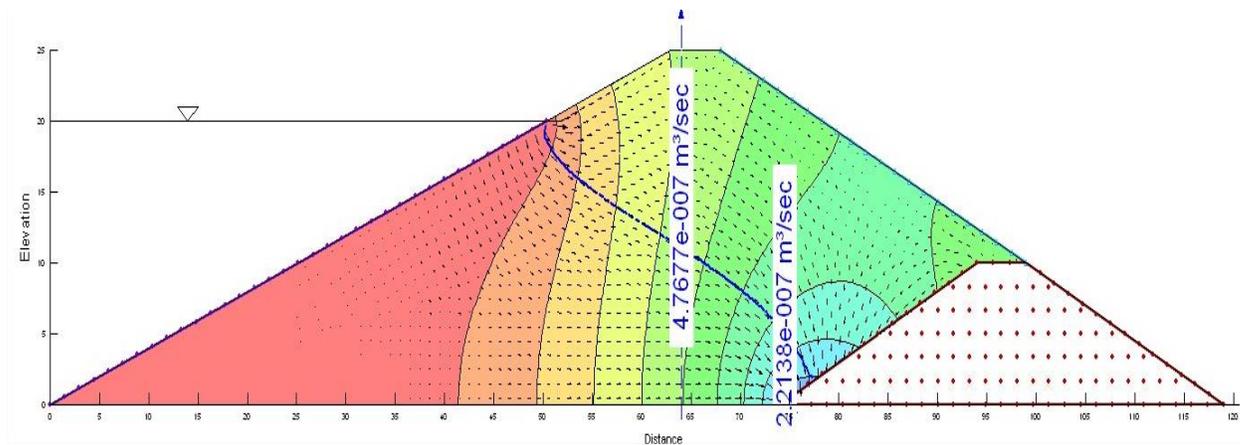


Figura 3.13 Red de flujo según programa GeoStudio 2007

Solución	Gasto (m³/seg)
Kozeny	$2,43 \times 10^{-7}$
GeoStudio 2007/SEEP	$2,21 \times 10^{-7}$
Red de flujo	$2.25 \times 10^{-7}$
Dupuit	$3.3 \times 10^{-7}$

Tabla 3.6 Comparación del gasto

### 3.2.4 Problemática # 4. Análisis de las filtraciones en cortina de presas de tierra con presencia de suelo anisótropo

Para la sección de la cortina de la presa de tierra mostrada en la figura 3.6 de la problemática número uno, se requiere determinar la red de flujo y el gasto producto de las

filtraciones considerando  $K_x = 16 K_y$  y  $K_x = 5 \times 10^{-6}$  cm/seg, aplicando el método de la sección transformada.

### 3.2.4.1 Solución manual

Red de flujo según el método de la sección transformada

$$\sqrt{\frac{K_y}{K_x}} = \sqrt{\frac{K_y}{16K_y}} = \sqrt{\frac{1}{16}} = 0,25$$

$$\text{ancho corona} = 0,25 \times 6m = 1,5 m$$

$$\text{base} = 0,25 \times 118,5m = 29,625 m$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{25}{14,0625}\right) = 60.64^\circ \quad (\text{ecuación 3.18})$$

$$a = \frac{d}{\cos\theta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2\theta} - \frac{h^2}{\sin^2\theta}} \quad (\text{ecuación 3.19})$$

$$a = \frac{21.74}{\cos 60.64^\circ} - \sqrt{\frac{21.74^2}{\cos^2 60.64^\circ} - \frac{20^2}{\sin^2 60.64^\circ}} = 6.4 m$$

$$n_e = 8 \quad n_f = 1,4$$

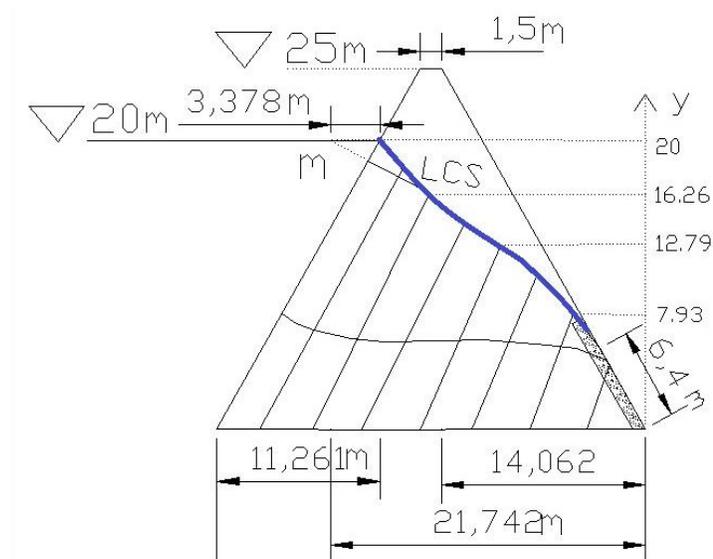


Figura 3.14 Red de flujo según el método de la sección transformada

$$\frac{q}{k} = a \times \text{sen}\theta \times \tan\theta \quad (\text{ecuación 3.20})$$

$$\frac{q}{k} = 6.4 \times \text{sen } 60.64^\circ \times \tan 60.64^\circ = 10.07 \text{ m}$$

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

$$10.07(21.74) - 10.07x = 200 - \frac{y^2}{2}$$

$$y = \sqrt{20.14x - 37.8436}$$

X (m)	5	10	15	21.74
Y(m)	7.93	12.789	16.26	20

Tabla 3.7 Corrección de la línea de corriente superior

Cálculo del gasto por la red de flujo

$$q = k \times \Delta h \times \frac{nf}{ne} \quad (\text{ecuación 3.21})$$

$$q = \left( 5 \times \frac{10^{-8} m}{seg} \right) \times 20 m \times \frac{1.4}{8}$$

$$q = 1.75 \times 10^{-7} m^3/seg$$

### 3.2.4.2 Red de flujo según la solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007

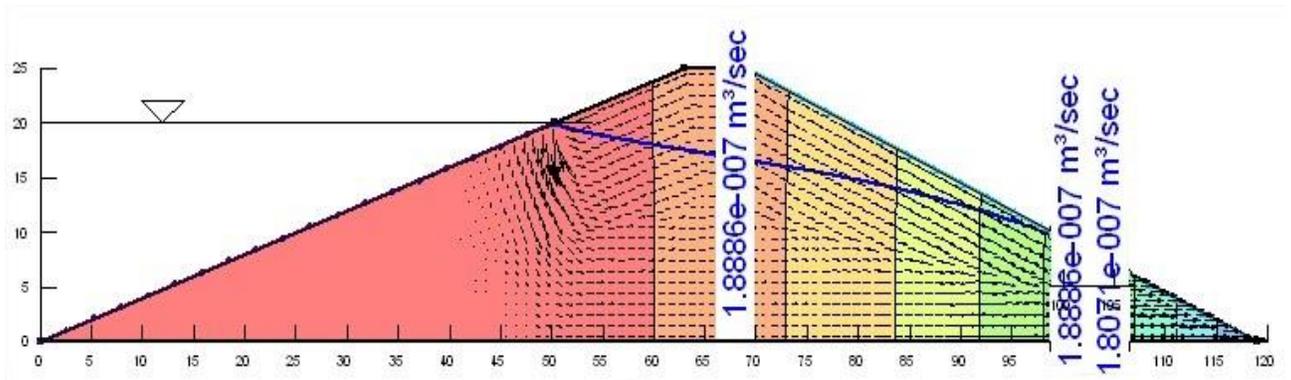


Figura 3.15 Red de flujo según programa GeoStudio 2007

Solución	Gasto (m³/seg)
GeoStudio 2007/SEEP	$1.80 \times 10^{-7}$
Red de flujo	$1.75 \times 10^{-7}$

Tabla 3.8 Comparación del gasto

## 3.3 Análisis de problemáticas de estabilidad de taludes en presas de tierra

### 3.3.1 Problemática # 1. Análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra mediante el método de Fellenius

Para el talud que se muestra se requiere determinar el factor de seguridad del estado de carga de final de construcción, a partir de la geometría de la superficie de falla definida y

las propiedades de resistencia a cortante de los suelos del terraplén y el cemento, obtenidos del ensayo rápido, trabajando en esfuerzos totales y aplicando el Método de Fellenius.

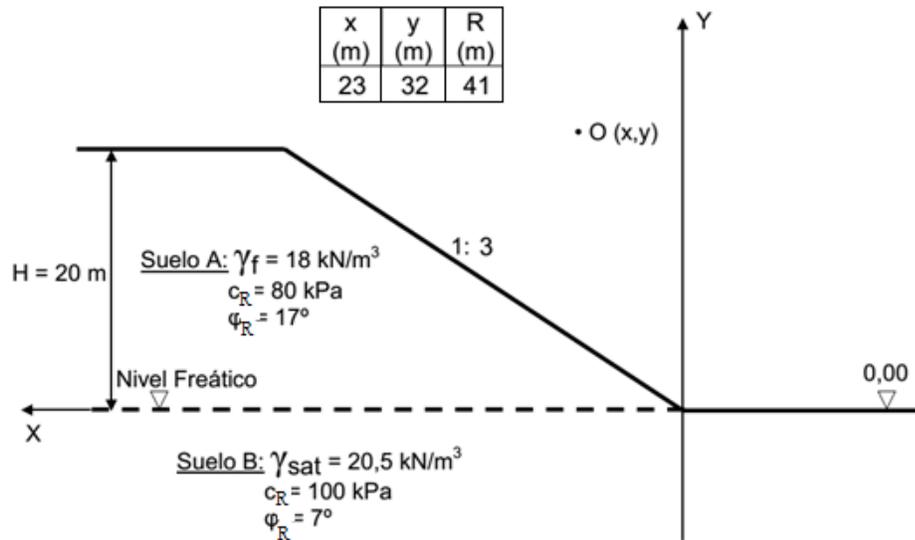


Figura 3.16 Geometría de la sección transversal

### 3.3.1.1 Solución manual según el método de Fellenius

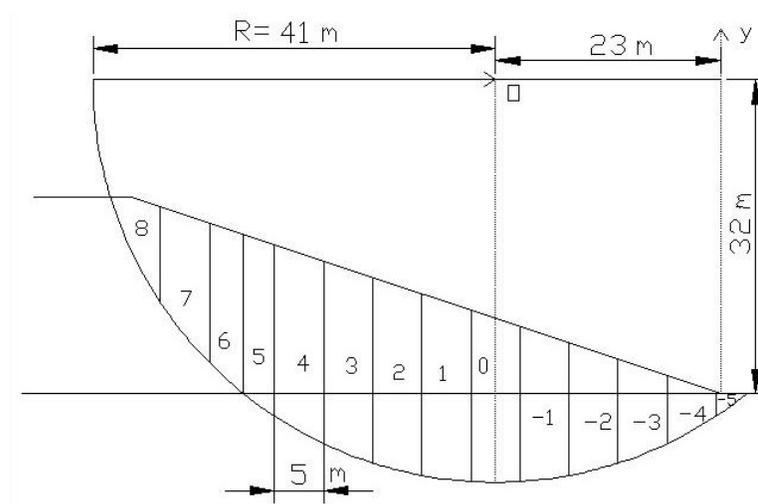


Figura 3.17 Solución manual según el método de Fellenius

Para la solución de esta problemática en la bibliografía consultada se aconseja la confección de una tabla como la estructurada en tabla 3.5, la cual ha sido llevada a una hoja Excel que se ofrece como anexo del presente trabajo. Este instrumento es utilizado en la solución de todas las problemáticas de análisis de estabilidad de taludes que se establecen a continuación en el capítulo.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
#	b	x	$x/R$	$\cos\alpha$	$\delta s$	Z1	$y.Z1$	Z2	$y.Z2$	8+10	W	$W.\cos\alpha$	W.x
8	5	36,5	0,89	0,455	10,99	6,5	117	–	–	117	585	266,17	21352,5
7	5	31,5	0,768	0,640	7,812	12,4	223,2	–	–	223,2	1116	714,24	35154
6	3,5	27,5	0,670	0,742	4,716	15	270	–	–	270	945	701,19	25987,5
5	3	24	0,585	0,811	3,699	15,5	279	2	21	300	900	729,9	21600
4	5	20	0,487	0,873	5,727	14	252	3,5	36,75	288,75	1443,75	1260,3	28875
3	5	15	0,365	0,931	5,476	12,75	229,5	6	63	292,5	1462,5	1361,5	21937,5
2	5	10	0,243	0,970	5,154	11	198	7,5	78,75	276,75	1383,75	1342,2	13837,5
1	5	5	0,121	0,992	5,040	9,25	166,5	8,5	89,25	255,75	1278,75	1268,5	6393,75
0	5	0	0	1	5	7,5	135	8,6	90,3	225,3	1126,5	1126,5	0
-1	5	-5	-0,121	0,992	5,040	6	108	8,5	89,25	197,25	986,25	978,36	-4931,25
-2	5	-10	-0,243	0,970	5,154	4,25	76,5	7,5	78,75	155,25	776,25	752,96	-7762,5
-3	5	-15	-0,365	0,931	5,476	2,5	45	6	63	108	540	502,74	-8100
-4	5	-20	-0,487	0,873	5,727	1	18	3,5	36,75	54,75	273,75	238,98	-5475
-5	2,5	-23,75	-0,579	0,815	3,067	–	–	1	10,5	10,5	26,25	21,393	-623,43

Tabla 3.9 Cálculos auxiliares

$$\sum \delta s_{t_{8;6}} = 23.518m \quad \sum W \cos \alpha_{t_{8;6}} = 1681.605 KN$$

$$\sum \delta s_{c_{5;5}} = 54.56m \quad \sum W \cos \alpha_{c_{5;5}} = 9583.575 KN$$

$$\sum Wx = 148245.563 KN$$

$$F_{S_F} = \frac{R(\sum C_{R_t} \times \delta s_t + \sum C_{R_c} \times \delta s_c)}{\sum Wx} + \frac{R(\sum W \cos \alpha_t \times tg \varphi_{R_t} + \sum W \cos \alpha_c \times tg \varphi_{R_c})}{\sum Wx} \quad (\text{ecuación 3.22})$$

$$F_{S_F} = \frac{41(80 \times 23.518 + 100 \times 54.56)}{148245.563} + \frac{41(1681.605 \times 0.306 + 9583.575 \times 0.123)}{148245.563}$$

$$F_{S_F} = 2.5$$

### 3.3.1.2 Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007

2.655

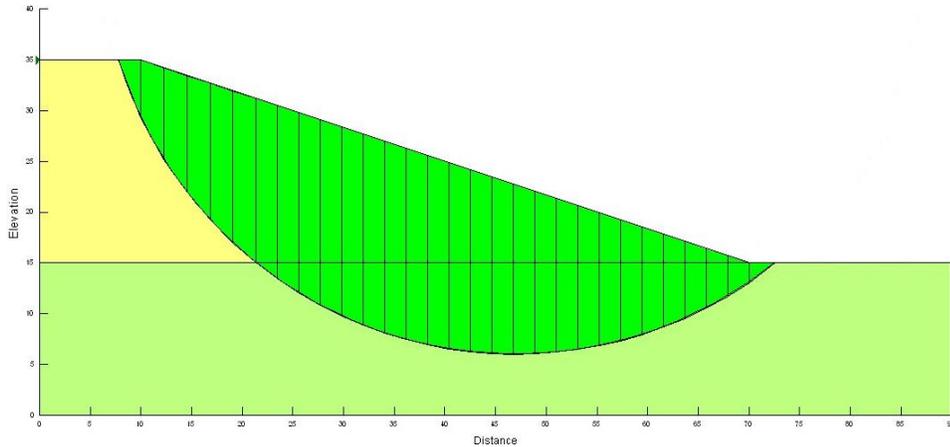


Figura 3.18 Solución computacional programa GeoStudio 2007

Solución	Factor de seguridad
Fellenius	2.5
GeoStudio 2007/SLOPE	2.65

Tabla 3.10 Comparación de los resultados del factor de seguridad

### 3.3.2 Problemática # 2. Análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra mediante el método de Bishop

Para el talud que se muestra se requiere determinar el factor de seguridad del estado de carga de final de construcción es mayor que el requerido por proyecto de 1.3, a partir de la geometría de la superficie de falla definida en la tabla y las propiedades de resistencia a cortante de los suelos del terraplén y el cimiento obtenidos del ensayo lento, trabajando en esfuerzos efectivos y aplicando el Método de Bishop, considerando  $\bar{B}=0$ .



15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
u.b	w-u.b	C' δs	16.tanφ	W.x	tanα* tanφ	η	ξ	17*21	18*22
0	585	879.2	178.852	21352.5	0.366	0.781	1.716	686.655	306.997
0	1116	624.96	137.028	35154	0.147	0.779	1.217	486.844	166.788
0	945	377.28	288.915	25987.5	0.276	0.824	1.111	310.879	320.844
0	900	295.92	110.506	21600	0.089	0.936	1.154	276.981	127.538
0	1443,75	458.16	441.399	28875	0.171	0.949	1.087	434.794	479.825
0	1462,5	438.08	447.131	21937.5	0.048	0.964	1.035	422.309	462.980
0	1383,75	412.32	169.903	13837.5	0.077	0.977	1.007	402.837	171.129
0	1278,75	403.2	390.953	6393.75	0.016	0.988	0.996	398.362	389.377
0	1126,5	400	138.317	0	0.000	1	1.000	400.000	138.317
0	986,25	504	121.096	-4931.3	0.016	1,012	1,020	510,048	123,538
0	776,25	515.4	95.312	-7762.5	0.031	1,024	1,056	527,770	100,618
0	540	547.6	66.304	-8100	0.048	1,038	1,115	568,409	73,924
0	273,75	572.7	33.612	-5475	0.069	1,056	1,210	604,771	40,658
0	26,25	306.7	3.223	-623.44	0.087	1,072	1,315	328,782	4,239

Tabla 3.11 Cálculos auxiliares

$$u \times b = \beta' \times W \quad n = \frac{1}{1 + \frac{\text{tg}\phi \times \text{tg}\alpha}{F_s}} \quad \varepsilon = n \times \text{seca}$$

$$F_s = \frac{R(\sum \text{col23})}{\sum W_x} + \frac{R(\sum \text{col24})}{\sum W_x} \quad (\text{ecuación 3.23})$$

$$F_s = \frac{41(6359.44)}{148245.56} + \frac{41(2906.77)}{148245.56}$$

$$F_s = 2.56$$

2.56 > 1.3 Se cumple

### 3.3.2.2 Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007

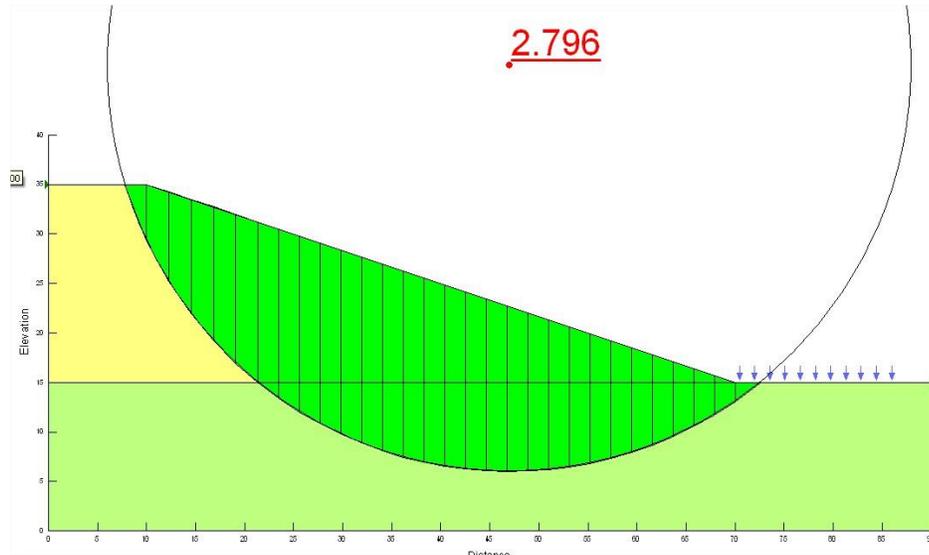


Figura 3.21 Solución computacional programa GeoStudio 2007

### 3.3.3 Problemática # 3. Análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra.

#### Determinación de la superficie de falla crítica a través del método de Ostrovski

Para el talud que se muestra se requiere determinar mediante el método de Ostrovski la superficie de falla más crítica.

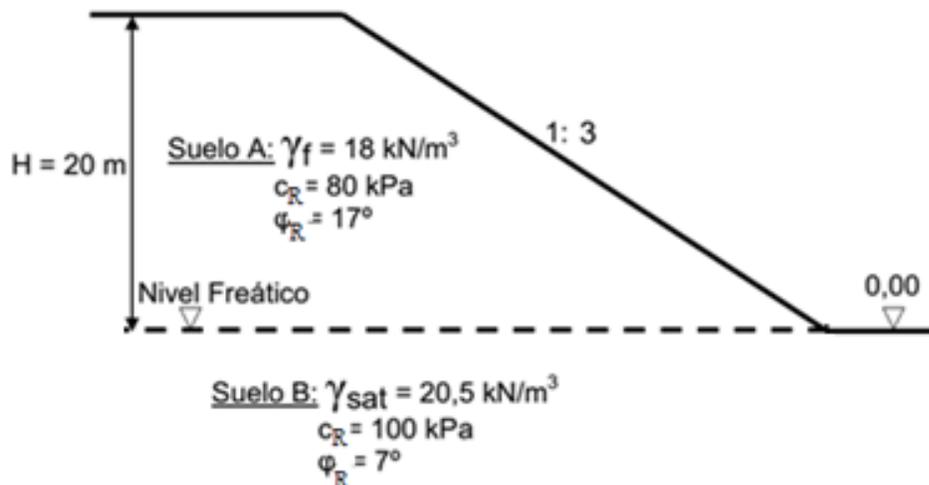


Figura 3.22 Geometría de la sección transversal

### 3.3.3.1 Solución manual por el método de Ostrovski

Para la relación de talud se tiene que:

	<b>R/H</b>	
<b>Talud</b>	1:3	<b>R (m)</b>
$R_m$	2,60	52
$R_{mín}$	1,9	38
$R_{máx}$	3,30	66

Tabla 3.12 Parámetros definidos por Ostrovski

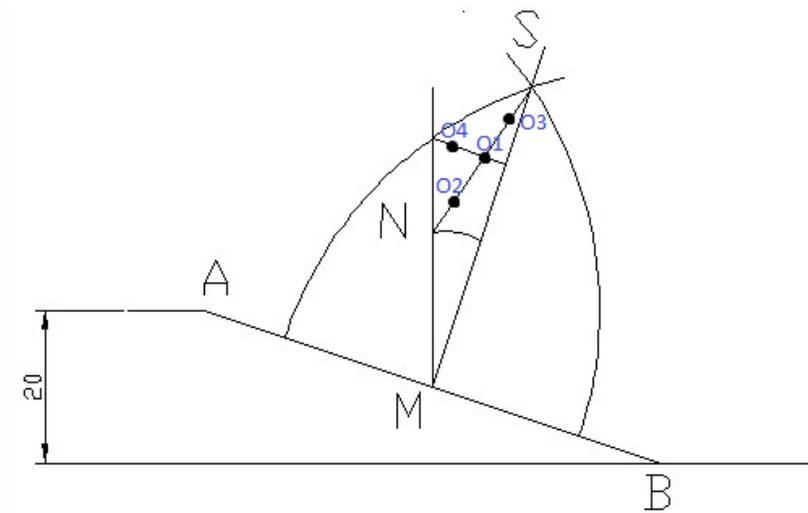


Figura 3.23 Solución por el método de Ostrovski

### 3.3.3.2 Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 para el centro crítico número 1 ( $O_1$ ) y $R_m$ .



Figura 3.24 Factor de seguridad para el centro critico ( $O_1$ ) y  $R_m$

### Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 para el centro crítico número 2 ( $O_2$ ) y $R_m$ .

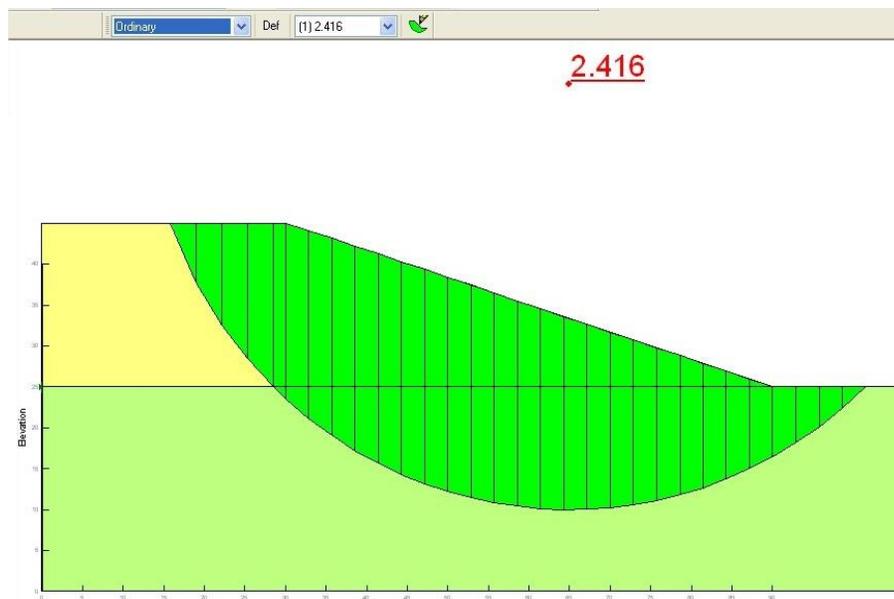


Figura 3.25 Factor de seguridad para el centro critico ( $O_2$ ) y  $R_m$

**Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 para el centro crítico número 3 (O<sub>3</sub>) y R<sub>m</sub>.**



Figura 3.26 Factor de seguridad para el centro crítico (O<sub>3</sub>) y R<sub>m</sub>

**Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 para el centro crítico número 4 (O<sub>4</sub>) y R<sub>m</sub>.**

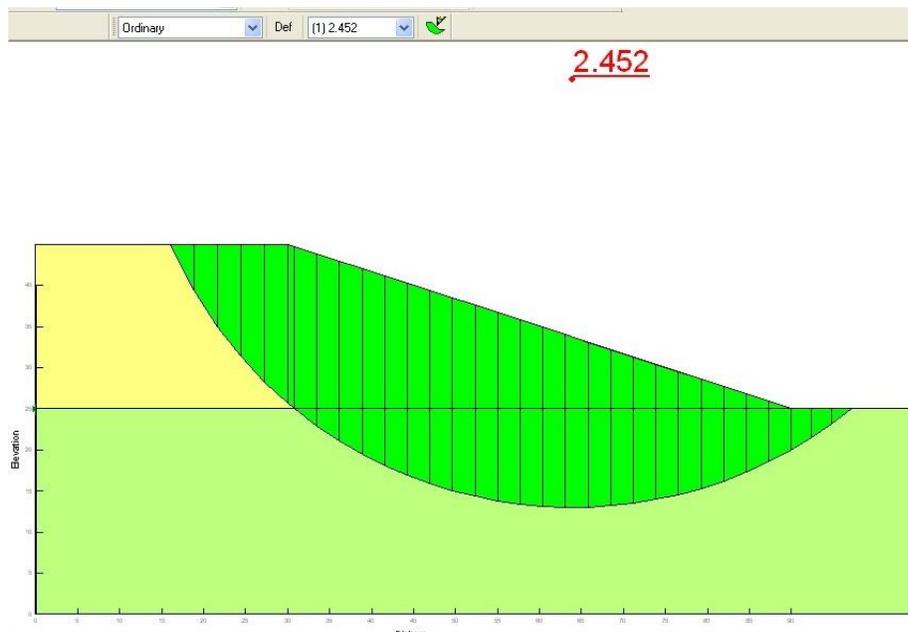


Figura 3.27 Factor de seguridad para el centro crítico (O<sub>4</sub>) y R<sub>m</sub>

**Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 para el centro crítico número 2 (O<sub>2</sub>) y R<sub>mín.</sub>**

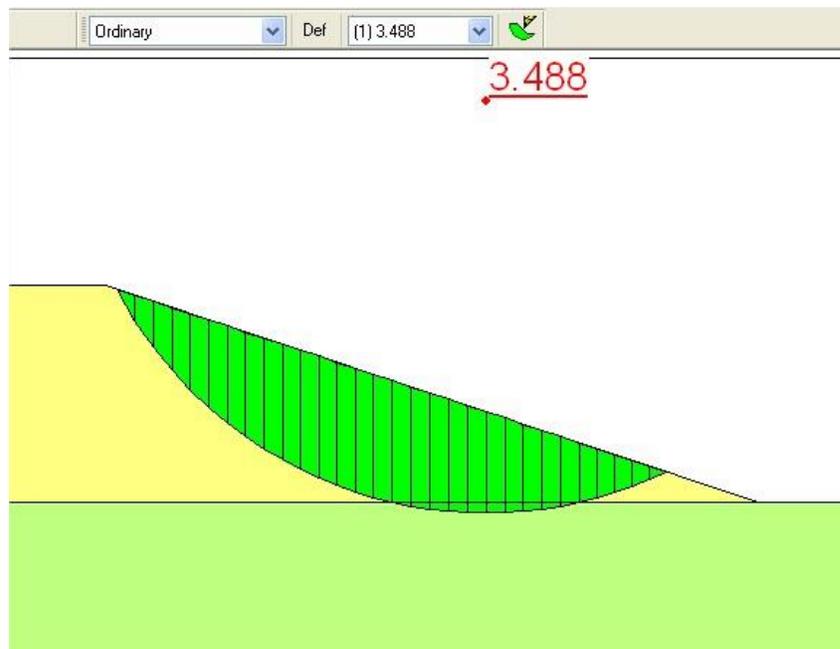


Figura 3.28 Factor de seguridad para el centro crítico (O<sub>2</sub>) y R<sub>mín</sub>

**Solución computacional haciendo uso del programa GeoStudio 2007 para el centro crítico número 2 (O<sub>2</sub>) y R<sub>máx.</sub>**

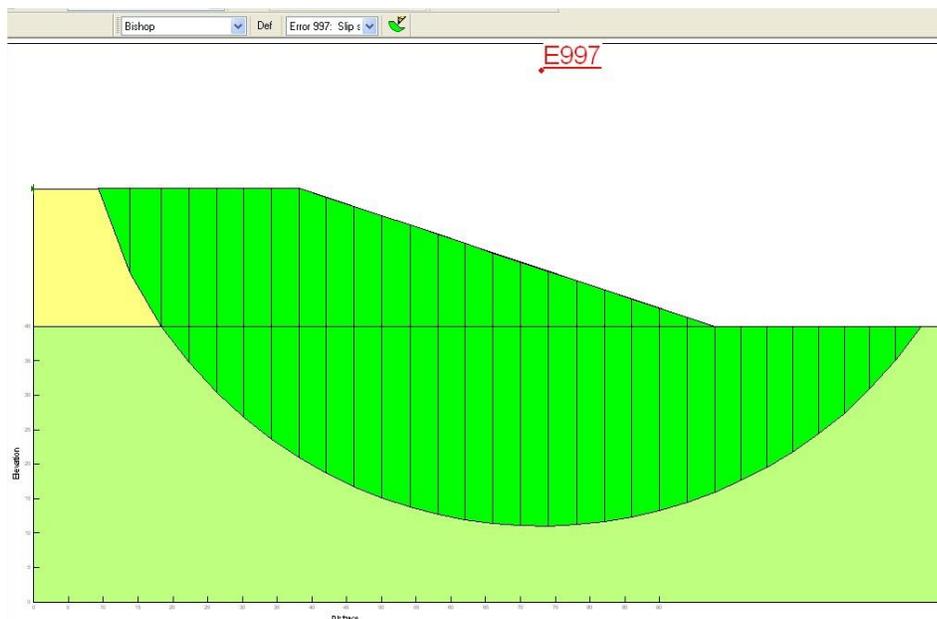


Figura 3.29 Factor de seguridad para el centro crítico(O<sub>2</sub>) y R<sub>máx</sub>

Centro crítico	Factor de seguridad
O <sub>1</sub> para R <sub>m</sub>	2.451
O <sub>2</sub> para R <sub>m</sub>	2.416
O <sub>3</sub> para R <sub>m</sub>	2.651
O <sub>4</sub> para R <sub>m</sub>	2.452
O <sub>2</sub> para R <sub>mín</sub>	3.488
O <sub>2</sub> para R <sub>máx</sub>	E997

Tabla 3.13 Comparación del factor de seguridad correspondiente a cada superficie de falla a partir de su centro crítico

**Nota:** Se toma como superficie de falla más crítica la correspondiente al centro crítico O<sub>2</sub> por tener el menor factor de seguridad entre todas las superficies analizadas igual a 2.416 y por tener menor factor de seguridad que las superficies trazadas para el mismo centro, pero con R<sub>mín</sub> y R<sub>máx</sub>.

**3.3.3.3 Solución manual por el método de Fellenius para el centro crítico número 2 (O<sub>2</sub>) y R<sub>m</sub>.**

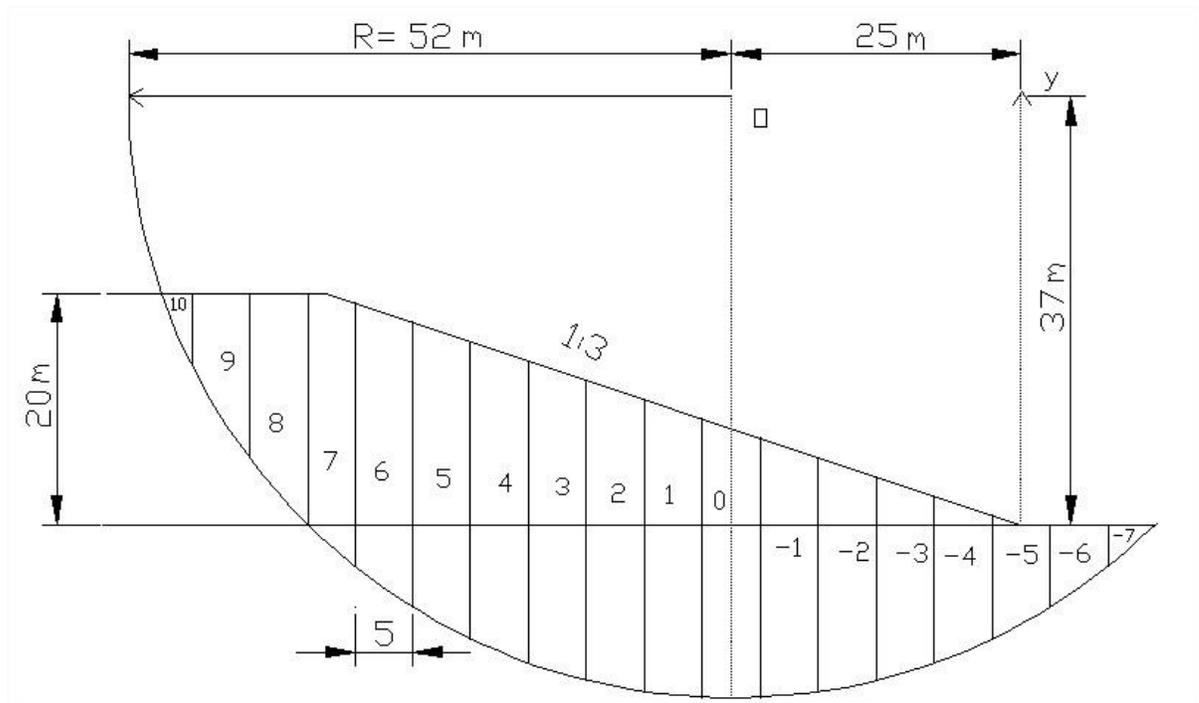


Figura 3.30 Solución manual por el método de Fellenius para el centro crítico número 2 (O<sub>2</sub>) y R<sub>m</sub>

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
No	b	x	senα x/R	cosα	δs	Z1	γ.Z1	Z2	γ.Z2	8+10	W	W.cosα	W.x
10	2.5	47.5	0.91	0.41	6.13	4	72	--	--	72	180	73.44	8550
9	5	43.75	0.84	0.54	9.24	11	198	--	--	198	990	535.59	43312.5
8	5	39	0.75	0.66	7.56	17.5	315	--	--	315	1575	1041.08	61425
7	3	34.5	0.66	0.75	4.01	20	360	2	41	401	1203	901.05	41503.5
6	5	30.5	0.59	0.81	6.18	18.5	333	5	102.5	435.5	2177.5	1761.6	66413.75
5	5	25.5	0.49	0.87	5.73	17	306	8	164	470	2350	2049.2	59925
4	5	20	0.38	0.92	5.42	15	270	11	225.5	495.5	2477.5	2286.73	49550
3	5	15	0.29	0.96	5.22	13.5	243	12.5	256.25	499.25	2496.25	2391.41	37443.75
2	5	10	0.19	0.98	5.10	12	216	13.5	276.75	492.75	2463.75	2416.94	24637.5
1	5	5	0.10	1.00	5.03	10	180	14.5	297.25	477.25	2386.25	2374.32	11931.25
0	5	0	0.00	1.00	5.00	8.5	153	15	307.5	460.5	2302.50	2302.50	0.00
-1	5	-5	- 0.10	1.00	5.03	7	126	14.5	297.25	423.25	2116.25	2105.67	- 10581.25
-2	5	-10	- 0.19	0.98	5.10	5	90	13.5	276.75	366.75	1833.75	1798.91	-18337.5
-3	5	-15	- 0.29	0.96	5.22	3.5	63	12.5	256.25	319.25	1596.25	1529.21	- 23943.75
-4	5	-20	- 0.38	0.92	5.42	2.0	36	10.5	215.25	251.25	1256.25	1159.52	-25125
-5	5	-25	- 0.48	0.98	5.12	--	--	8	164	164	820.00	801.14	-20500
-6	5	-30	- 0.58	0.82	6.12	--	--	5	102	102.5	512.50	418.71	-15375
-7	3.5	-34.5	- 0.66	0.75	4.67	--	--	1.5	30.75	30.75	107.63	80.61	-3713.06

Tabla 3.14 Cálculos auxiliares

$$\sum \delta s_{t_{10;8}} = 22.934 \text{ m}$$

$$\sum W \cos \alpha_{t_{10;8}} = 1650.105 \text{ KN}$$

$$\sum \delta s_{c_{7;-7}} = 78.347 \text{ m}$$

$$\sum W \cos \alpha_{c_{7;-7}} = 24377.509 \text{ KN}$$

$$\sum Wx = 287116.688 \text{ KN}$$

$$F_{SF} = \frac{R(\sum C_{R_t} \times \delta s_t + \sum C_{R_c} \times \delta s_c)}{\sum W_x} + \frac{R(\sum W \cos \alpha_t \times \text{tg} \varphi R_t + \sum W \cos \alpha_c \times \text{tg} \varphi R_c)}{\sum W_x} \quad (\text{ecuación 3.24})$$

$$F_{SF} = \frac{52(80 \times 22.934) + (100 \times 78.347)}{287116.688} + \frac{52(1650.105 \times 0.305730681) + (24377.509 \times 0.12278456)}{287116.688}$$

$$F_{SF} = 2.38$$

Solución	Factor de seguridad
Fellenius	2.38
GeoStudio 2007/SLOPE	2.41

Tabla 3.15 Comparación de los resultados del factor de seguridad para el centro crítico O2 y Rm



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
No	b	x	senα x/R	cosα	δs	Z1	γ.Z1	Z3	γ.Z3	Z2	γ.Z2	8+1012	W	W.cosα	W.x
7	5	35	0,9	0,4	12,8	8	144	1	20	--	--	164	820	320,6	28700
6	5	30	0,8	0,6	8,1	9	162	8,5	170	--	--	332	1660	1019,2	49800
5	5	25	0,7	0,8	6,6	7,5	135	13	260	--	--	395	1975	1487,2	49375
4	5	20	0,5	0,9	5,9	6	108	14	287	1,8	18,9	413,9	2069,5	1759,1	41390
3	5	15	0,4	0,8	6,1	4,5	81	13,5	276,8	4	42	399,8	1998,8	1637	29981,3
2	5	10	0,3	1	5,2	3,5	63	12	246	6	63	372	1860	1794,9	18600
1	5	5	0,1	1	5	2,5	45	10,5	215,3	7	73,5	333,8	1668,8	1653,7	8343,8
0	5	0	0,0	1	5	1,5	27	9	184,5	7,5	78,8	290,3	1451,3	1451,3	0
-1	5	-5	-0,1	1	5	1	18	7,5	153,8	7	73,5	245,3	1226,3	1215,2	-6131,3
-2	5	-10	-0,3	1	5,2	--	--	5,5	112,8	6	63	175,8	878,8	848	-8787,5
-3	5	-15	-0,4	0,9	5,4	--	--	3	61,5	4	42	103,5	517,5	475,6	-7762,5
-4	5	-18,25	-0,5	0,8	6,5	--	--	1	20,5	2	21	41,5	207,5	159,8	-3786,9

Tabla 3.16 Cálculos auxiliares

$$\sum \delta s_{t_{7;5}} = 27.571 \text{ m}$$

$$\sum W \cos \alpha_{t_{7;5}} = 2827.035 \text{ KN}$$

$$\sum \delta s_{c_{4;-4}} = 49.375 \text{ m}$$

$$\sum W \cos \alpha_{c_{4;-4}} = 10994.498 \text{ KN}$$

$$\sum W_x = 199721.875 \text{ KN}$$

$$F_{S_F} = \frac{R(\sum C_{R_t} \times \delta s_t + \sum C_{R_c} \times \delta s_c)}{\sum W_x} + \frac{R(\sum W \cos \alpha_t \times t g \varphi_{R_t} + \sum W \cos \alpha_c \times t g \varphi_{R_c})}{\sum W_x} \quad (\text{ecuación 3.25})$$

$$F_{S_F} = \frac{38(80 \times 27.571) + (100 \times 49.357)}{199721.875} + \frac{38(2827.035 \times 0.305730681) + (10994.498 \times 0.12278456)}{199721.875}$$

$$F_{S_F} = 1.77$$

### 3.4.1.2 Solución computacional al cálculo del factor de seguridad por el método de Fellenius haciendo uso del programa GeoStudio 2007

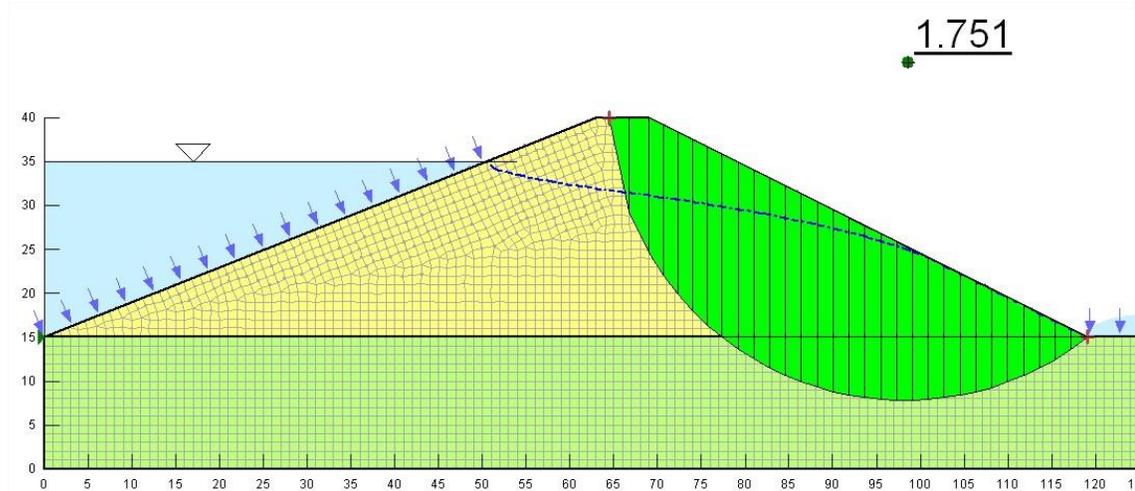


Figura 3.32 Factor de seguridad para el talud aguas abajo según programa computacional GeoStudio 2007

Solución	Factor de seguridad
Fellenius	1.77
GeoStudio 2007/SLOPE	1.751

Tabla 3.17 Comparación de los resultados del factor de seguridad para el talud aguas debajo de la presa de tierra

**3.4.1.3 Solución manual al cálculo del factor de seguridad por el método de Bishop**

	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
u= γw.Z3	u.b	w-u.b	C'.δs	16.tanφ	W.x	tanα*	η	ξ	17*21	18*22
						tanφ				
10	50	770,0	1023,0	235,4	28700,0	0,7	0,6	1,6	657,8	387,1
85	425	1235,0	651,5	377,6	49800,0	0,4	0,8	1,3	500,3	472,3
130	650	1325,0	531,2	405,1	49375,0	0,3	0,8	1,1	440,4	446,0
140	700	1369,5	588,2	168,2	41390,0	0,1	0,9	1,1	555,9	186,9
135	675	1323,8	610,5	162,5	29981,3	0,1	1,0	1,2	586,7	190,7
120	600	1260,0	518,1	154,7	18600,0	0,0	1,0	1,0	505,2	156,3
105	525	1143,8	504,5	140,4	8343,8	0,0	1,0	1,0	498,5	140,0
90	450	1001,3	500,0	122,9	0,0	0,0	1,0	1,0	500,0	122,9
75	375	851,3	504,5	104,5	-6131,3	0,0	1,0	1,0	511,1	106,8
55	275	603,8	518,1	74,1	-8787,5	0,0	1,0	1,1	531,6	78,8
30	150	367,5	544,1	45,1	-7762,5	-0,1	1,0	1,1	566,9	51,2
10	50	157,5	649,4	19,3	-3786,9	-0,1	1,1	1,4	684,4	26,5

Tabla 3.18 Cálculos auxiliares

$$F_s = \frac{R(\sum col23)}{\sum W_x} + \frac{R(\sum col24)}{\sum W_x} \quad (\text{ecuación 3.26})$$

$$F_s = \frac{38(6538.782)}{199721.875} + \frac{38(2365.610)}{199721.875}$$

$$F_s = 1.7$$

### 3.4.1.4 Solución computacional al cálculo del factor de seguridad por método de Bishop haciendo uso del programa GeoStudio 2007

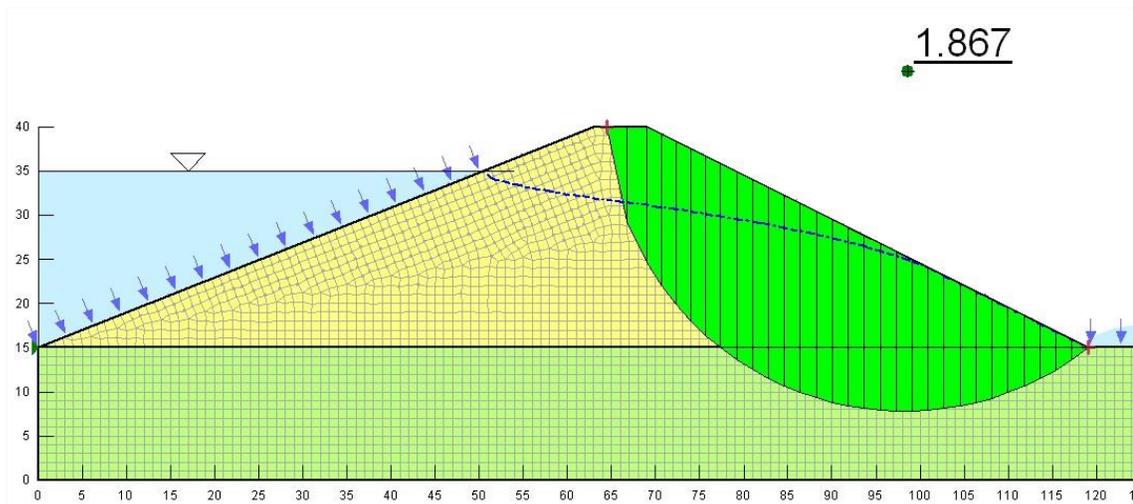


Figura 3.33 Factor de seguridad para el talud aguas abajo según programa computacional GeoStudio 2007

Solución	Factor de seguridad
Bishop	1.7
GeoStudio 2007/SLOPE	1.867

Tabla 3.19 Comparación de los resultados del factor de seguridad para el talud aguas debajo de la presa de tierra

### 3.4.2 Problemática # 2. Análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra. Efecto de la red de flujo sobre la estabilidad de taludes. Estado de carga desembalse rápido.

A partir de los datos de los suelos del terraplén y la cimentación de la presa de tierra mostrada en la figura 3.30, se requiere determinar el factor de seguridad en el estado de carga de desembalse rápido, para el círculo de falla mostrado también en dicha figura por el método de Bishop.

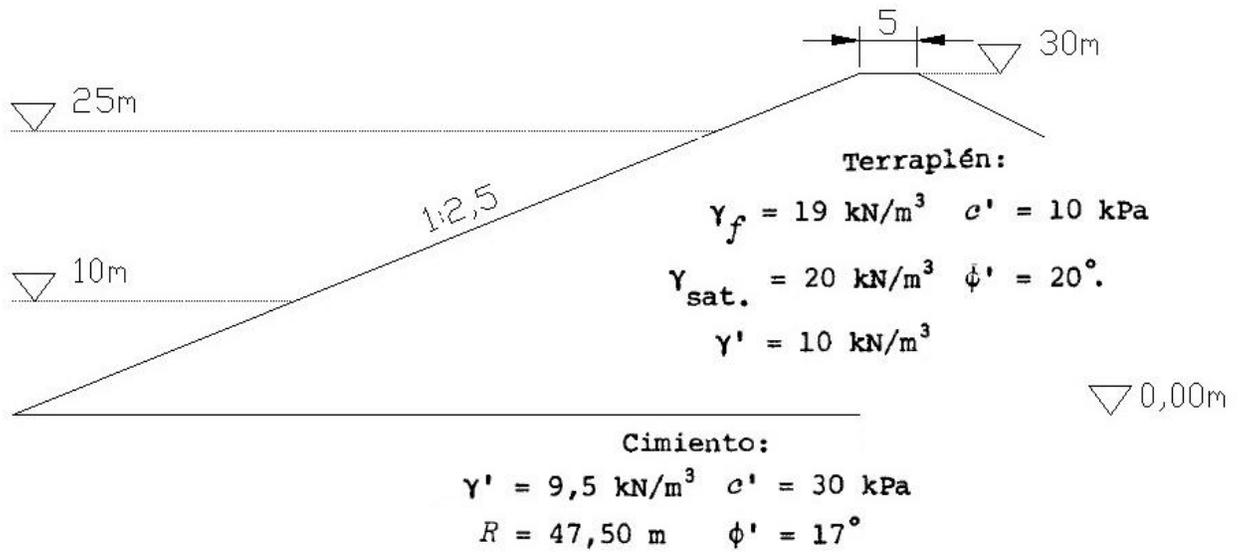


Figura 3.34 Sección transversal de la cortina de la presa de tierra

### 3.4.2.1 Solución manual al cálculo del factor de seguridad por el método de Bishop

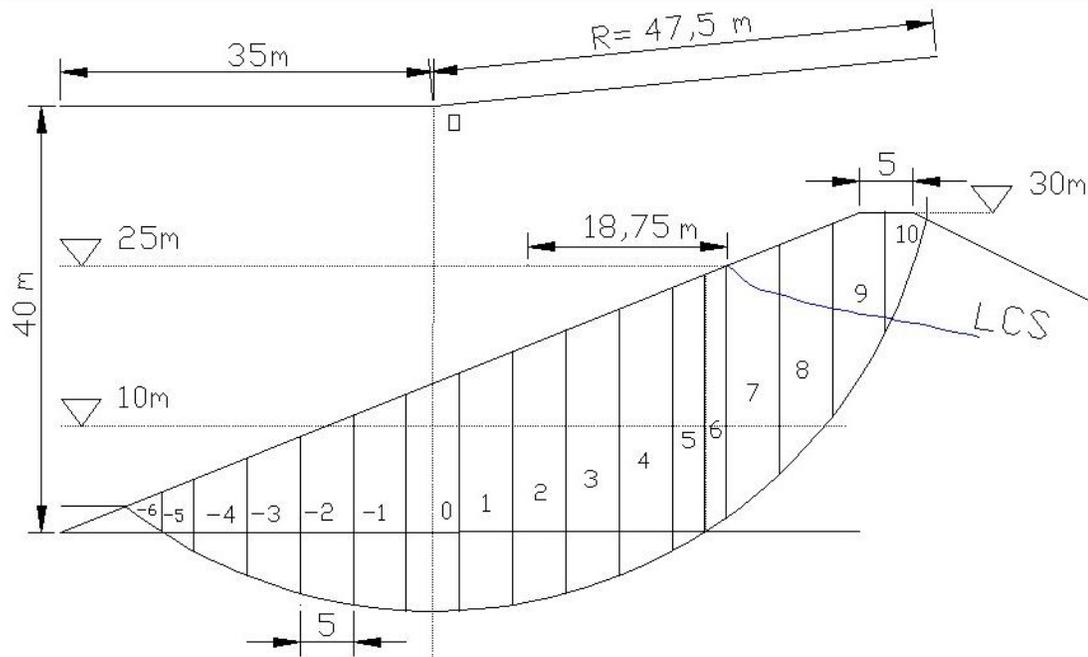


Figura 3.35 Solución manual por el método de Bishop

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			11	12	
No	b	x	sen $\alpha$ x/R	$\alpha$	cos $\alpha$	tana	seca	$\delta s$	Z1	Z3	Z2'	Z2''	$\gamma' \cdot$ Z1	$\gamma_{sat}$ . Z3	$\gamma' \cdot$ Z2'	$\gamma' \cdot$ Z2''
10	3,75	44,25	0,9	68,7	0,4	2,6	2,8	10,4	6,5	---	--	--	123,5	---	---	---
9	5	40	0,8	57,4	0,5	1,6	1,9	9,3	9,5	6,3	--	--	180,5	125	---	---
8	5	35	0,7	47,5	0,7	1,1	1,5	7,4	6,5	11,5	2,3	--	123,5	230	22, 5	---
7	5	30	0,6	39,2	0,8	0,8	1,3	6,5	3,0	13	7	--	57	260	70	---
6	2	26,5	0,6	33,9	0,8	0,7	1,2	2,4	---	14,5	9,5	--	---	290	95	---
5	3	24	0,5	30,3	0,9	0,6	1,2	3,5	---	13,5	10	1	---	270	100	9,5
4	5	20	0,4	24,9	0,9	0,5	1,1	5,5	---	12	10	3,3	---	240	100	30,9
3	5	15	0,3	18,4	0,9	0,3	1,1	5,3	---	10	10	5	---	200	100	47,5
2	5	10	0,2	12,2	1,0	0,2	1	5,1	---	8	10	6,5	---	160	100	61,8
1	5	5	0,1	6,0	1,0	0,1	1	5	---	6	10	7,3	---	120	100	68,9
0	5	0	0,0	0,0	1,0	0,0	1	5	---	4	10	7,5	---	80	100	71,3
-1	5	-5	-0,1	-6,0	1,0	-0,1	1	5	---	2	10	7,3	---	40	100	68,9
-2	5	-10	-0,2	- 12,2	1,0	-0,2	1	5,1	---	---	10	6,5	---	---	100	61,8
-3	5	-15	-0,3	- 18,4	0,9	-0,3	1,1	5,3	---	---	8	5,0	---	---	80	47,5
-4	5	-20	-0,4	- 24,9	0,9	-0,5	1,1	5,5	---	---	6	3,3	---	---	60	30,9
-5	3	-24	-0,5	- 30,3	0,9	-0,6	1,2	3,5	---	---	4,5	1	---	---	45	9,5
-6	3,5	- 27,25	-0,6	- 35,0	0,8	-0,7	1,2	4,3	---	---	2,5	---	---	---	25	---

Tabla 3.20 Cálculos auxiliares

13	14		15	16	17	18	19	20	21	22	23
$\sum \gamma \cdot Z$	W	W. cos $\alpha$	u= $\gamma w$ . Z3	ub	W-ub	(17)* tan $\phi$	c' $\delta s$	W.x	c' .b	$\square$	(21+18)* $\square$
123,5	463,1	167,7	---	---	463,1	168,6	103,6	20493,3	37,5	1,6	331,0
305,5	1527,5	823,3	62,5	312,5	1215,0	442,2	92,8	61100,0	50,0	1,3	635,5
376,0	1880,0	1270,9	115,0	575,0	1305,0	475,0	74,0	65800,0	50,0	1,1	595,0
387,0	1935,0	1499,6	130,0	650,0	1285,0	467,7	64,5	58050,0	50,0	1,1	543,8
385,0	770,0	639,1	145,0	290,0	480,0	174,7	24,1	20405,0	20,0	1,0	202,6
379,5	1138,5	982,5	135,0	405,0	733,5	224,3	104,3	27324,0	90,0	1,0	320,1
370,9	1854,4	1681,9	120,0	600,0	1254,4	383,5	165,4	37087,5	150,0	1,0	530,3
347,5	1737,5	1648,9	100,0	500,0	1237,5	378,3	158,1	26062,5	150,0	1,0	516,3
321,8	1608,8	1573,4	80,0	400,0	1208,8	369,6	153,4	16087,5	150,0	1,0	505,6
288,9	1444,4	1435,7	60,0	300,0	1144,4	349,9	150,9	7221,9	150,0	1,0	490,7
251,3	1256,3	1256,3	40,0	200,0	1056,3	322,9	150,0	0,0	150,0	1,0	472,9
208,9	1044,4	1038,1	20,0	100,0	944,4	288,7	150,9	-5221,9	150,0	1,0	452,7
161,8	808,8	791,0	---	---	808,8	247,3	153,4	-8087,5	150,0	1,1	427,9
127,5	637,5	605,0	---	---	637,5	194,9	158,1	-9562,5	150,0	1,1	394,3
90,9	454,4	412,1	---	---	454,4	138,9	165,4	-9087,5	150,0	1,2	357,6
54,5	163,5	141,1	---	---	163,5	50,0	104,3	-3924,0	90,0	1,3	188,1
25,0	87,5	71,7	---	---	87,5	31,8	42,7	-2384,4	35,0	1,5	101,6
										$\sum t$	2409,3784
										$\sum c$	4656,4333

Tabla 3.21 Cálculos auxiliares

$$F_{s_B} = \frac{R \cdot \sum [c' \cdot b + (W - ub) \tan \phi'] \cdot \varepsilon}{\sum W \cdot x} \quad (\text{ecuación 3.27})$$

$$F_{s_B} = \frac{47.5 (2409.3784)}{301363.906} + \frac{47.5 (4656.4333)}{301363.906}$$

$$F_{s_B} = 1.11$$

### 3.4.2.2 Solución computacional al cálculo del factor de seguridad por método de Bishop haciendo uso del programa GeoStudio 2007

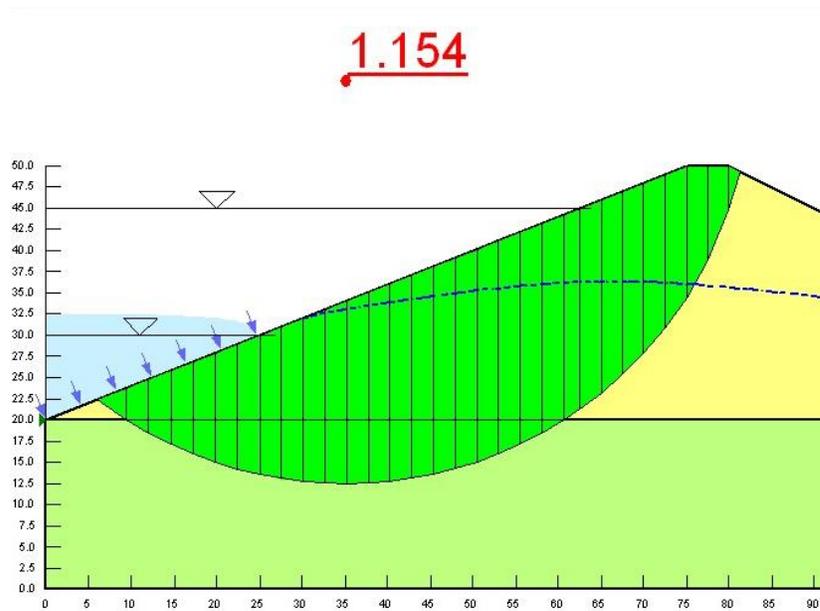


Figura 3.36 Solución computacional por el método de Bishop según GeoStudio 2007

Solución	Factor de seguridad
Bishop	1.11
GeoStudio 2007	1.154

Tabla 3.22 Comparación de los resultados del factor de seguridad para el talud aguas arriba de la presa de tierra

A continuación, se desarrollan para esta problemática dos variantes con diferentes niveles de desembalse para establecer comparación entre los resultados del factor de seguridad correspondiente a cada caso.

**Variante 1 factor de seguridad para 5 metros de desembalse**

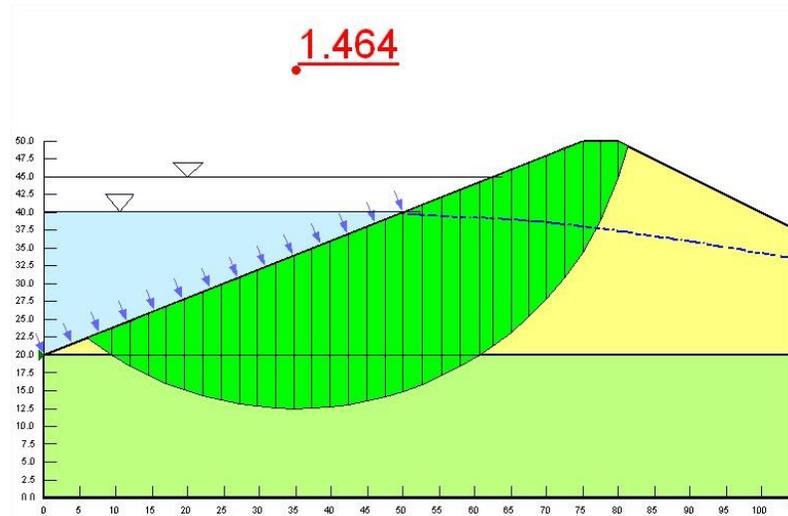


Figura 3.37 Solución computacional por el método de Bishop según GeoStudio 2007

**Variante 1 factor de seguridad para 10 metros de desembalse**

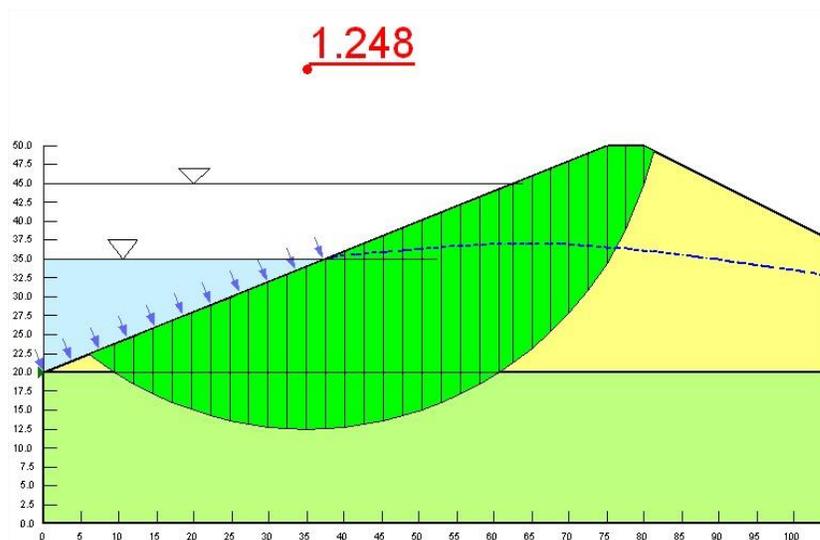


Figura 3.38 Solución computacional por el método de Bishop según GeoStudio 2007

Nivel del desembalse (m)	Factor de seguridad
5	1.464
10	1.248
15	1.154

Tabla 3.23 Comparación de los resultados del factor de seguridad para el talud aguas arriba de la presa de tierra para los diferentes niveles de desembalse

### **3.5 Procedimiento para el análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra de acuerdo a métodos analíticos y con el uso del software GeoStudio 2007**

Una vez estudiadas y resueltas las problemáticas planteadas en el trabajo, así como teniendo en cuenta de los estudios bibliográficos y la experiencia del autor podemos resumir un procedimiento general para el estudio de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra.

#### **3.5.1 Procedimiento general para el análisis de las filtraciones en presas de tierra de acuerdo a métodos analíticos y con el uso del software GeoStudio 2007**

1. Obtener del proyecto en estudio la geometría de la sección transversal de la cortina de la presa.
  - Altura de la presa.
  - Relación de talud
  - Características del filtro
  - Nivel de agua del embalse
  - Definir escala de trabajo
2. Contar con los ensayos necesarios del suelo.
  - En dependencia del estado de carga que se requiere analizar puede ser: ensayo triaxial lento, triaxial rápido entre otros.
3. A partir de las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior, LCS, definir el método teórico a emplear.
  - Método de Schaffernak y Van Iterson
  - Método de Kozeny
  - Método de Casagrande

- Método de la sección transformada
- 4. Resolver la problemática planteada de acuerdo al procedimiento específico del método teórico definido.
  - Especificado para cada método en el contenido del capítulo 2 del presente trabajo.
- 5. Obtener la red de flujo para el método teórico aplicado.
  - Se establece este paso en el procedimiento para resaltar el resultado final de la aplicación de los métodos teóricos.
- 6. Calcular el gasto producto de la red de flujo.
  - Con este resultado se conoce la magnitud de las filtraciones que ocurren en la cortina de la presa de tierra.
- 7. Utilizar el programa computacional GeoStudio 2007 para la modelación de la problemática planteada.
  - Consultar tutoriales del programa y casos de estudios.
- 8. Valoración de los resultados.
  - Analizar la fiabilidad de los resultados obtenidos y definir cumplimiento de requisitos propuestos.

### **3.5.2 Procedimiento general para el análisis de la estabilidad de taludes en presas de tierra de acuerdo a métodos analíticos y con uso del software GeoStudio 2007**

1. Obtener la geometría de la sección de la cortina de la presa.
  - Altura de la presa
  - Relación de talud
  - Definir escala de trabajo
2. Contar con los datos del suelo.
  - Propiedades físicas de los suelos.
  - Resultados de los ensayos realizados

3. Determinar superficie de falla crítica
  - Aplicar método de Ostrovski
4. Definir el método teórico a aplicar para determinar el factor de seguridad del talud.
  - Método de las dovelas o de Fellenius
  - Método de Bishop
  - Método de Janbu
  - Método de Morgenster-Price
5. Resolver la problemática planteada de acuerdo al procedimiento específico del método definido y cálculo de la estabilidad del talud.
  - Especificado para cada método en el contenido del capítulo 2 del presente trabajo.
6. Utilizar el programa computacional para la modelación de la problemática dada.
  - Consultar tutoriales del programa y casos de estudios.
7. Valoración de los resultados.
  - Analizar la fiabilidad de los resultados obtenidos y definir cumplimiento de requisitos propuestos.

### **3.6 Conclusiones parciales del capítulo 3**

- 1) Se han analizado un total de nueve problemáticas, cuatro relacionadas con las filtraciones, tres con la estabilidad de taludes y dos que analizan ambas problemáticas a la vez, con el objetivo de estudiar los estados de cargas más comunes.
- 2) Cada problemática ha sido analizada por el método clásico manual y aplicando el programa computación GeoStudio 2007, con la finalidad de comparar los resultados y comprobar la validez de ambos.
- 3) Del análisis de las problemáticas de filtraciones en presas de tierra se destaca que los cálculos de los caudales existentes en secciones específicas de la cortina para cada caso son obtenidos por diferentes métodos siendo los resultados similares

demostrando que la geometría de las secciones transversales de las presas de tierra y las características de los suelos en estudio son adecuados dados los valores de baja magnitud obtenidos de los cálculos de dichos caudales existentes producto del flujo los que no representan grandes pérdidas por filtración.

- 4) Del análisis de las problemáticas de estabilidad de taludes en presas de tierra se desataca que el factor de seguridad en cada caso obtenido tanto por los métodos tradicional- manual y el computacional son muy similares lo cual garantiza haber realizado un correcto análisis para ambas soluciones, a partir de los cuales se consideran resultados fiables para los cálculos del factor de seguridad de cada caso en estudio.
- 5) Como resultado del análisis correspondiente a la determinación de la superficie de falla crítica para un talud se percibe que el método planteado por Ostrovski es el idóneo luego de haber resuelto la misma problemática haciendo uso del programa computacional GeoStudio 2007.
- 6) Del análisis de las problemáticas del efecto de la red de flujo sobre la estabilidad de taludes, los resultados del factor de seguridad son obtenidos por dos métodos manuales y su solución computacional demostrando que existe similitud y fiabilidad entre ellos, los valores de los caudales calculados en las secciones establecidas no significan grandes pérdidas de agua por filtración.
- 7) Para la problemática relacionada con el estado de carga de operación a partir de los resultados de su análisis de las filtraciones se calcula el factor de seguridad para el talud aguas abajo teniendo el mismo menor valor que si se analiza sin considerar el efecto del flujo.
- 8) Para la problemática correspondiente al estado de carga de desembalse rápido se calcula el factor de seguridad para tres niveles de desembalses, evidenciándose que a medida que desciende el nivel de agua en el embalse será menor el factor de seguridad para el talud aguas arriba.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

- 1) El análisis realizado sobre conceptos principales, evolución histórica e importancia de los estudios de estabilidad de taludes y filtración en presas de tierra evidenció que es un tema complejo y que toda la teoría desarrollada actualmente encuentra su apoyo en la evaluación de métodos computacionales constituyendo base para evaluar proyectos de forma integral, que sean valorativos de las soluciones dadas.
  
- 2) Al analizar las bases teóricas de los distintos métodos analíticos y teniendo en cuenta las particularidades en el estudio de las filtraciones y la estabilidad de taludes, nos permite apreciar en el caso de la estabilidad de taludes que los mismos se basan fundamentalmente en el realizar el análisis utilizando la superficie circular como superficie de falla y a partir de ahí definir todas las fuerzas que actúan en cada dovela para llegar a determinar la estabilidad del talud como toda una estructura, y en el análisis de las filtraciones es necesario conocer las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior para así llegar a establecer el método que puede dar solución al caso en estudio y luego poder estimar y calcular las condiciones a las que estará sometido el mismo, llegando a conocer si el diseño propuesto es el adecuado atendiendo a todas las características correspondientes.
  
- 3) Como resultado del estudio realizado y las soluciones de las problemáticas se conforma un procedimiento general para el análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra de acuerdo a métodos analíticos y con el uso del software GeoStudio 2007 que puede utilizarse en trabajos posteriores.

4) El procedimiento general para el análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra de acuerdo a métodos analíticos y con el uso del software establece las principales condiciones a tener en cuenta para el estudio de dichos fenómenos empleando la modelación con la ayuda del programa de computación GeoStudio 2007.

5) En el trabajo se resolvieron nueve problemáticas, cuatro relacionadas con las filtraciones en presas de tierra, tres relacionadas con la estabilidad de taludes y dos con estos efectos combinados, cada problemática ha sido resuelta a través de los métodos teóricos de forma manual y aplicando el programa computacional GeoStudio 2007, lo que nos ha permitido establecer comparaciones entre los resultados obtenidos siendo estos notablemente similares en todos los casos.

### **Recomendaciones**

1. Aplicar los resultados del trabajo a un caso de proyecto real.
2. Utilizar el trabajo de diploma como bibliografía en la enseñanza de la asignatura Presas de tierra del quinto año de la carrera de Ingeniería hidráulica y para proyectos relacionados con las temáticas contenidas en el la presente investigación.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Ahedo Desena, A. (2003). Estabilidad de taludes en presas de tierras y enrocamiento.
2. Alejandro Torres, N. (2010). Filtraciones.
3. Alejandro., C. V. A. H. A. E. J. (2014). Análisis comparativo en la reducción del gasto de filtración y el gradiente hidráulico entre las pantallas contra filtración y la geomembrana en presas de tierra homogénea.
4. Álvarez Gil, L. (1998). La estabilidad de las cortinas de presas de tierra mediante la solución de los estados tenso-deformacionales y la aplicación de la teoría de la seguridad. Lamberto Alvarez Gil.TGC. UCLV. Cuba.
5. Anabela Veiga, L. (2006). Estabilidad de Taludes.
6. Angelone, S. (2010). Geología y Geotecnia. Filtraciones.
7. Antonio, S. (1994). Curso de mecánica del suelo y cimentaciones. Estabilidad de taludes: Métodos para Rebanadas.
8. Armas Novoa, R. (2002). Criterios para diseñar presas de tierra. Prioridad y secuencia.
9. Armas Novoa, R. y H. M., Evelio (1987). "Presas de Tierra.
10. Ashford, S. S., N (1994). Seismic response of steep natural slopes.
11. Azorín Cruz, R. (2014). Análisis de Estabilidad de Taludes mediante técnicas de modelación numérica en 3D utilizando Plaxis 3D Foundation. Reinier Azorin Cruz. Trabajo de diploma.

12. Bach. Chalán Chávez, A. M. B. G. P., Kevin Eli. (2014). Evaluación y análisis de la estabilidad de la presa Garrapón del centro poblado Garrapón-Ascope-la libertad.
13. Balairón, L., López, D., Morán, R., Ramos, T. y Toledo, M.A (2014). Avances en investigación aplicada mediante modelación física y numérica en el diseño de la ingeniería de presas.
14. Benko, B. S., D (1993). The characterization and prediction of landslide movements using numerical modelling techniques.
15. Briones Gutiérrez, J. (2011). Red de flujos en secciones típicas de presas de tierra homogéneas.
16. Broche Lorenzo, J. L. (2005). Conferencia de modelación de estructuras.
17. C. Tapia, E. O., A. Larese. (2009). Análisis numérico del proceso de filtración en presas de escollera.
18. Candela, J. (2008). Sistemas de Estabilización de Taludes y Laderas.
19. Carter, J., Desai, C., Potts, D., Schweiger, H. & SLOAN, S (2001). Computing and Computer Modelling in Geotechnical Engineering.
20. Chacón Villa, Á. H. (2014). Análisis comparativo en la reducción del gasto de filtración y el gradiente hidráulico entre las pantallas contra filtración y la geomembrana en presas de tierra homogénea.
21. Clough, R. and R. Woodward (1967). Analysis of Embankment Stresses and deformations. Journal of geotechnical division.
22. Cristian, T. N. (2009). Análisis numérico del proceso de filtración en presas de escollera.
23. De Matteis, Á. F. (2003). Estabilidad de taludes.
24. E., B. G. J. (2016). Presas de tierra sobre cimentaciones blandas. seguridad a la falla por filtración.
25. Eduardo, E. D. C. (2013). Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI

26. Enrique, T. B. L. (2013). Proyecto de graduación previo a la obtención del grado de Ingeniero Civil.
27. España, I. G. y. M. d. (1985-1986). Manual de Taludes. España.
28. Espinoza Durán Carlos Eduardo, T. B. L. E. (2013). Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI. Ingeniería Civil. Cuenca-Ecuador, UNIVERSIDAD DE CUENCA. Proyecto de graduación previo a la obtención del grado de Ingeniero Civil: 151.
29. Estela E. Reyna, S. M. R. (2012). Modelos analíticos y numéricos para la determinación de infiltración en presas de material suelto. Análisis de su uso y sensibilidad.
30. Estrada Restrepo, O. A. (2008). Presas de terraplén. Presas de tierra.
31. Fellenius, B. H. (2006). Basics of foundation design.
32. Fernández Vedia, R. (2015). Monografía presa de tierra enrocado.
33. Germán, L. P. (2007). Introducción al uso del programa SLOPE/W 2007. Área de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de las estructuras.
34. González, L., et al. (2002). Ingeniería geológica. Madrid.
35. González Vergara, C. J. and E. I. Dussán Buitrago (2011). Modelación del flujo en taludes para drenes horizontales. Ingeniería Civil. Bogotá, La Pontificia Universidad Javeriana.
36. Hernán, G. J. (2016). Parámetros geotécnicos y estabilidad de taludes.
37. Hernández Julian, Anaibys. Metodología para el análisis de estabilidad de taludes. Anaibys Hernández Julián. Trabajo de Diploma. Tutores Dr. Lamberto Álvarez Gil. Ing. Michael Álvarez, Santa Clara (2014)
38. Hong, H. and G. Roh (2008). Reliability Evaluation of earth Slopes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
39. J., B. G. (1994). Presas de Tierra y enrocamiento. Resistencia a la Falla por Filtración.

40. J.M., D. and W. S. G. (2005). Soil Strength and Slope Stability. Hoboken. New Jersey
41. Jorge, B. G. (2016). Presas de Tierra sobre Cimentaciones Blandas. Seguridad a la Falla por Filtración.
42. Juárez Badillo, E., Rico Roríguez, A. (1967). Mecánica de Suelos; tomo II.
43. Kerguelen, A. (2009). Análisis probabilístico de estabilidad de taludes.
44. Krahn, J. (2004). Stability modeling with slope/W an Engineering Methodology.
45. Links, L. B. d. L. a. R. C. (2002). Small dams, guidelines for design, construction and monitoring.
46. López Pineda, G. (2010). Introducción a la modelación de redes de flujo mediante el uso del programa GeoStudio/SEEP 2007.
47. López Pineda, G. (2010). Introducción al uso del programa GeoStudio/SLOPE 2007.
48. M, P., K, U. & A, T (2000). Linear versus Non-linear Failure envelopes in LEM and FEM slope stability Analysis.
49. Martínez Rodríguez, A. (1995). Análisis de la seguridad de taludes.
50. Martínez Rodríguez, A. J. (1955). Análisis de la seguridad de taludes. Ingeniería Civil. Santa Clara, Universidad.
51. Meli, P. (1986). Diseño estructural.
52. Oliva González, Aldo Onel. (1999) Análisis de la estabilidad y seguridad de taludes" autor Aldo Onel Oliva González. TGC. Universidad de Oviedo, Departamento de Explotación y Prospección de Minas, Oviedo 1999
53. Quevedo Sotolongo, G. (1994). Coeficiente de Seguridad. Estabilidad a corto y largo plazo. Fenómeno de inestabilidad de taludes. Cálculo de la estabilidad al deslizamiento.
54. Quevedo Sotolongo, G. J. (2016). Conferencias de la asignatura presas de tierra.
55. R., F. B. (2000b). Flujo de agua a través de suelos.

56. Raúl, F. B. (2000a). Efecto del flujo de agua en la estabilidad de taludes.
57. S.A.C, C. m. L. c. (2005). Estudio de Estabilidad de Taludes del Tajo Lomo de Corvina- Mina Panchita.
58. San Roman P., N., et al. (2008). Geología Cortina Presa "Alacranes. Santa Clara.
59. Sherard, J. L. (1953). Influence of Soil. Properties and Construction Methods on performance of Homogeneous Earth Dams, U.S.
60. Sherard, J. L., R.J. Woodward, S.F. Gizienski, y W. A. (1963). Clevenga, Earth and Earth-Rock Dams.
61. Stead, D., et al. (2006). Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques.
62. Suarez, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. E. U. Bucaramanga.
63. Suarez, J. (2009). Deslizamientos: Análisis Geotécnico.
64. Suarez, J. (2009). Deslizamientos: Técnicas de remediación.
65. Tanaka, T. S., T. (1993). Progressive failure and scale effect of trap-door problems with granular materials.
66. Toro Flores, M. Á. (2009). Evaluación de Filtraciones en Presas. Modelación Numérica de Flujo en medios Porosos Saturados y No Saturados
67. Ugai, K. (1989). A Method of Calculation of total factor of safety of slopes by Elasto-Plastic FEM.
68. Vallarino Cánovas del Castillo, E. (1998). Tratado básico de presas. Tomo I.
69. Wang, Y., et al. (2011) Practical reliability analysis of slope stability by advanced Monte Carlo simulations in a spreadsheet.
70. Wong, F. (1984). Uncertainties in FE modelling of slope stability.

