

# **CAPÍTULO 1 GENERALIDADES**

## **CAPÍTULO 1. GENERALIDADES**

### **1.1 Introducción**

Es posible que las presas de tierra sean una de las estructuras más antiguas construidas por el hombre, muchas de estas presas fueron proyectadas por procedimientos empíricos, y la literatura está repleta de relatos de fallas en la estabilidad de las mismas, estas fallas obligaron a darse cuenta de que los métodos empíricos debían ser reemplazados por procedimientos racionales de ingeniería, tanto en la etapa de diseño del proyecto como en la construcción.

El avance de la ciencia de mecánica de suelos y el estudio de taludes dio por resultado el desarrollo de procedimientos mejorados para el estudio de presas de tierra, gracias a ello muchas presas no han registrado fallas, sin embargo, algunas presentan algún tipo de falla y aunque es probable que estas fallas sean el resultado de un mal diseño, muchas de ellas han sido causadas por falta de cuidado en la construcción.

Los métodos correctos de construcción incluyen la preparación adecuada de la cimentación y la colocación de materiales en la presa con el grado necesario de compactación.

El proyecto de una presa de tierra debe apegarse a condiciones reales de emplazamiento y los materiales de construcción con los que se dispone.

En Bolivia el Viceministerio de Recursos Hídricos y Riego (VRHR), con el apoyo del Programa de Desarrollo Agropecuario Sustentable de la Cooperación Alemana (GIZ/PROAGRO), realizó el primer Inventario de Presas de Bolivia, mediante el cual se determinó que el país cuenta con más de 300 presas construidas, con capacidades de almacenamiento variables entre 10,000 y 142,000 (m<sup>3</sup>), de las cuales un importante número presenta diversos problemas de estabilidad y funcionamiento.

En Tarija el Programa Ejecutivo de Rehabilitación de Tierras Tarija (PERTT) se dio la tarea de construir presas de materiales sueltos para la cosecha de agua, riego productivo, como también para el control del régimen de los cursos de torrenteras de cada Sub Cuenca. Estas

presas de materiales sueltos fueron construidas en base a experiencias locales y métodos empíricos.

Ante esta situación, y enmarcado en el convenio interinstitucional existente entre la Universidad Autónoma "Juan Misael Saracho" y el PERTT se realizó un análisis de estabilidad de taludes de las presas: La Escuela, Colpana y Las Tipas para verificar que estas presas cumplan con parámetros de seguridad basando este estudio en una norma técnica internacional de seguridad de presas y embalses.

## **1.2 Planteamiento Del Problema**

Una falla debida al deslizamiento de taludes en presas de tierra podría ocasionan pérdidas económicas, cultivos, daños medio ambientales y hasta a veces pérdidas humanas.

En nuestro país no contamos con una normativa o reglamento de seguridad de presas de tierra (materiales sueltos) en el cual se aborde el tema de estabilidad de taludes, tampoco existe un organismo encargado del monitoreo o administración de las presas en actual operación.

## **1.3 Hipótesis**

¿Incorporando mecánica de suelos a partir de ensayos de laboratorio aplicados a la estabilidad de taludes en presas de tierra, combinados con la aplicación de nuevas tecnologías para la simulación de estas obras se podrá obtener un factor de seguridad favorable de acuerdo a una normativa internacional para el estudio de estabilidad de taludes en este tipo de obras?

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General**

Realizar el análisis de estabilidad de taludes en tres presas de tierra homogéneas del departamento de Tarija, mediante el estudio de suelos y simulación vía software para comprobar si los factores de seguridad de estas presas cumplen con la normativa española por consiguiente conocer el grado de seguridad de las mismas.

## **1.4.2 Objetivos Específicos**

- Revisar la bibliografía especializada en este tema y los diferentes métodos para el análisis de estabilidad de taludes para comprender los factores y variables que se involucran.
- Caracterizar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de estudio.
- Realizar el análisis de estabilidad de taludes para obtener los factores de seguridad de las presas aplicando a cada una de ellas los diferentes métodos existentes.
- Elaborar un cuadro comparativo con los resultados obtenidos y compararlos con los mínimos establecidos por la normativa SPANCOLD.

## **1.5 Justificación**

### **1.5.1 Justificación Científica**

En base a ensayos de laboratorio de suelos y la aplicación del software Slide V 6.0 se podrá obtener el factor de seguridad de los taludes de las presas Las Tipas, Colpana (Yesera Centro) y La Escuela (Pajchani)

### **1.5.2 Justificación Técnica**

Mediante este proyecto de fin de grado, se pretende analizar la estabilidad de los taludes de las presas Las Tipas, Colpana y La Escuela, para así poder evidenciar si estas cumplen con parámetros de seguridad internacionales.

### **1.5.3 Justificación Social**

Con el producto de este estudio, será posible determinar el estado de los taludes de las presas de estudio, para poder prever cualquier tipo de falla a futuro y de esta manera plantear soluciones a posibles fallas encontradas evitando daños que puede ocasionar la destrucción de las mismas.

#### **1.5.4 Justificación Económica**

Con el resultado de este trabajo, se conocerá si los taludes establecidos para las presas de estudio son los más adecuados o si es que se podrían optimizar respetando los márgenes de seguridad adecuado. Dicho análisis podrá ser consultado para posteriores estudios sobre el tema, optimizando de esta manera los recursos económicos al momento de plantear los taludes para futuras presas.

### **1.6 Delimitación**

#### **1.6.1 Limite Sustantivo**

El presente estudio se realiza con la finalidad de estimar el factor de seguridad de estabilidad de taludes en las presas de tierra: Las Tipas, Colpana y La Escuela. Este estudio surge de la necesidad de establecer el factor de seguridad de la estabilidad de taludes de las presas para verificar su buen funcionamiento al compararlos con los factores de seguridad mínimos recomendados por la normativa española.

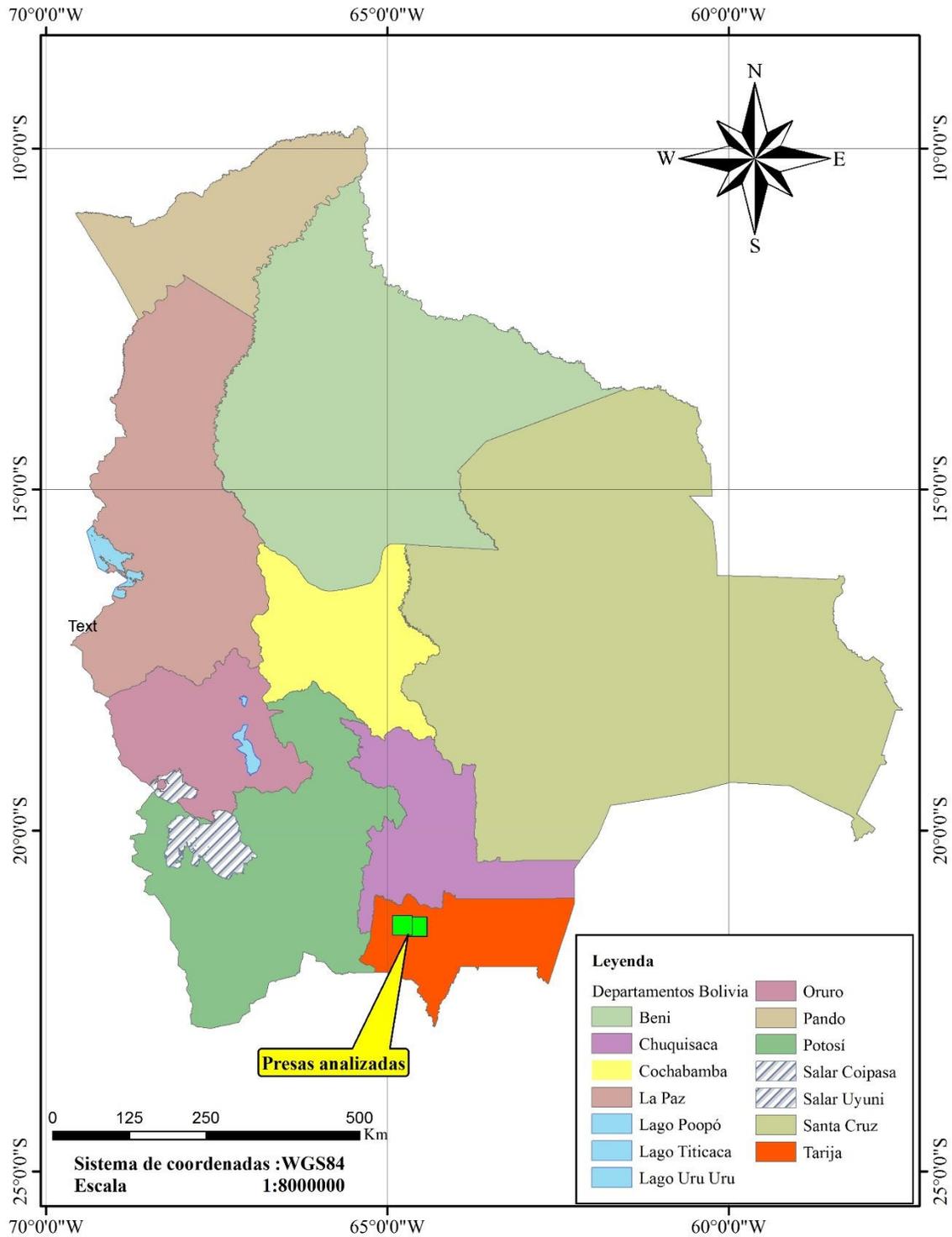
#### **1.6.2 Límite Temporal**

La delimitación temporal abarcará el periodo académico comprendido entre el primer al segundo semestre de la gestión 2020, periodo dentro el cual se realizará el estudio de suelos y el análisis de estabilidad de taludes de las presas de estudio.

#### **1.6.3 Límite Geográfico**

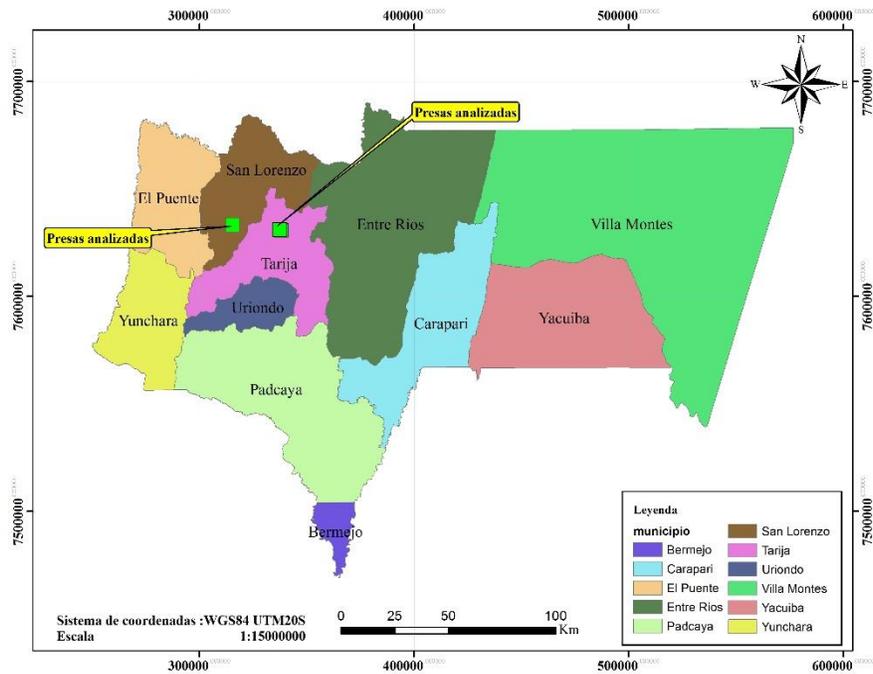
La ubicación de las presas de estudio, es la siguiente:

Mapa 1. 1 Ubicación de las presas de estudio ámbito nacional



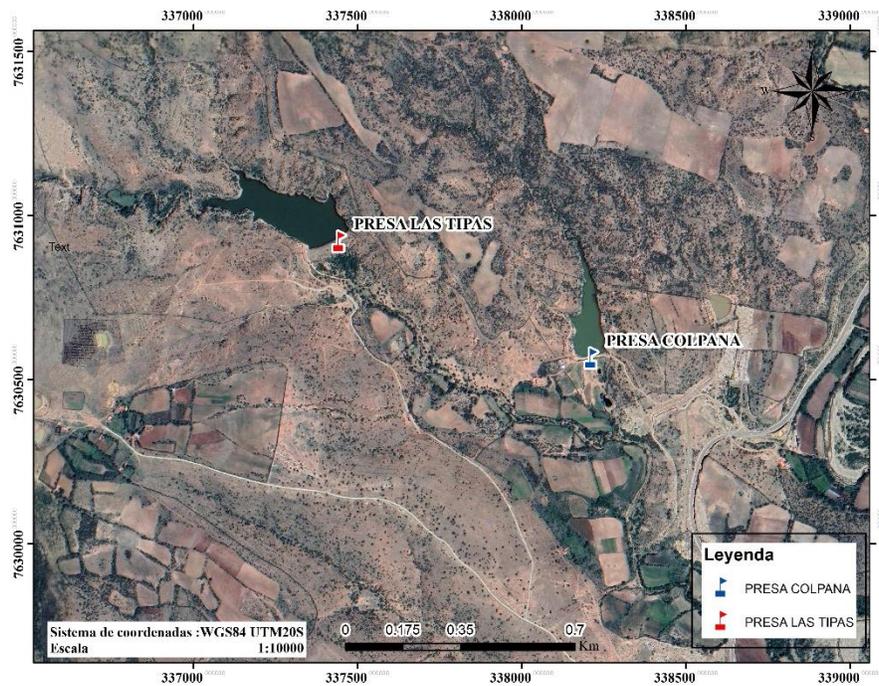
Fuente: Elaboración Propia con apoyo de ArcMap 10.3

Mapa 1. 2 Ubicación de las presas de estudio ámbito municipal



Fuente: Elaboración Propia con apoyo de ArcMap 10.3

Mapa 1. 3 Ubicación de la presa Colpana y presa Las Tipas



Fuente: Elaboración Propia con apoyo de Google Earth

Mapa 1. 4 Mapa de ubicación presa La Escuela



Fuente: Elaboración Propia con apoyo de Google Earth

Las ubicación y coordenadas de las presas de estudio se resume en la siguiente tabla:

Tabla 1. 1 Ubicación de las presas de estudio

Presa	La Tipa Yesera	Colpana	La Escuela
Departamento	Tarija	Tarija	Tarija
Provincia	Cercado	Cercado	Méndez
Municipio	Cercado	Cercado	San Lorenzo
Río en el que se encuentra la presa	Qda. La Tipa	Qda. Colpana	Qda. Pajchani
Población cercana	Yesera Centro	Yesera Centro	San Lorenzo
Coordenadas Geográficas			
Latitud:	21° 25.003'S	21° 25.194'S	21° 23.649'S
Longitud:	64° 34.097'O	64° 33.658'O	64° 46.791'O
Coordenadas U.T.M. zona 20 S			
Este:	337451.88	338213.86	315490.05
Norte:	7630918.98	7630575.05	7633184.97

Fuente: PERTT

## **1.7 Alcance Del Trabajo**

Con el presente estudio se pretende obtener los factores de seguridad mínimos de los taludes de tres presas de tierra homogéneas las cuales son: Las Tipas, Colpana y La Escuela, las cuales fueron construidas por el PERTT en las provincias de Cercado y Méndez del departamento de Tarija.

El trabajo consiste en recopilar la información necesaria para realizar un modelamiento con el software Slide V 6.0 por lo cual será necesario conocer mínimamente la geometría, tipo de suelo, permeabilidad y parámetros de resistencia del suelo que componen el cuerpo y fundación de cada una de las presas de estudio.

Dicha información será recopilada del PERTT y en caso de no contar con alguno de estos parámetros será necesario realizar los estudios pertinentes para poder conocer estos valores.

A través de la modelación en el software Slide V 6.0 mediante métodos de equilibrio límite de dovelas: Fellenius, Bishop y Jambu se podrá conocer el factor de seguridad mínimo para diferentes situaciones de proyecto que se consideren relevantes para este estudio.

Con los factores de seguridad obtenidos, realizaremos una comparación con los factores de seguridad mínimos para la estabilidad de taludes en presas de tierra establecidos por la normativa española SPANCOLD y podremos concluir si las presas de estudio son seguras.

Además, realizaremos un análisis buscando los taludes óptimos para cada presa que permitan brindar seguridad y los compararemos con los taludes actuales, de esta manera conocer si estos taludes son los más económicos.

## **CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO**

## CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1 Marco Histórico

Una evolución histórica del estudio de estabilidad de taludes puede resumirse cronológicamente a través de los nombres de los principales investigadores y sus aportes, que indicamos a continuación (citados por Velazquez, 2016, pág. 20):

- Coulomb, Ch. A. (1776): Preconizó la superficie de deslizamiento plana, hipótesis que perduró hasta principios de nuestro siglo por el prestigio y autoridad del autor.
- Collin, A. (1845): Habló por vez primera de superficies de deslizamiento curvas e imaginó mecanismos de falla materiales a los que se consideran en muchos métodos prácticos actuales. Sus ideas se vieron obstaculizadas por el prestigio y autoridad de Coulomb.
- Petterson, (1916): Resucitó las ideas de superficie de deslizamiento no plano (Suecia), al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gotemburgo dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva.
- Fellenius, W. (1927): Es uno de los investigadores más importantes en el campo de los taludes, pertenece a la escuela sueca, propuso asimilar la superficie de falla real a una cilíndrica cuya traza con el plano de papel sea un arco de circunferencia, a fin de facilitar los cálculos, aunque 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 suelos con cohesión y fricción ideó el procedimiento de las dovelas, que consiste en dividir en dovelas la masa de tierra deslizante y analizar el equilibrio de las mismas como un todo (1936).
- 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 fallas por rotación, conocido con el nombre de procedimiento del círculo de fricción.

- Taylor, T.W. (1937): Puso de manifiesto la espiral logarítmica, que complica bastante los cálculos y proporciona resultados similares a la circunferencia, por lo cual su uso práctico no se justifica. También ideó ábacos para el cálculo del factor de seguridad en 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.
- 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 deslizamiento que no fueran necesariamente circulares.
- Bishop y Morgenstren (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.

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 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.
- Vanmaecke (1977): Propone una solución donde los taludes son estudiados desde el campo estocástico tridimensional y realiza análisis con variabilidad espacial de los parámetros de 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 medio de un modelo plasticoteórico.
- 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 software comerciales, con el fin de establecer metodologías de fácil entendimiento.

## **2.2 Marco Legal y Normativo**

En nuestro país aún se está trabajando en una normativa o reglamento de seguridad de presas que aborde el tema de estabilidad de taludes en presas de tierra, por lo cual en este estudio usaremos la normativa española.

Los principales reglamentos relacionados con estabilidad de taludes en Presas de tierra en España, con diferentes niveles de aplicación, que están vigentes en la actualidad son: Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de presas (Comisión de Normas para grandes presas, 1967) y las Guías Técnicas de Seguridad de Presas del Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP) y el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (CICCP). A continuación, se comenta brevemente cada uno de estos documentos.

### **2.2.1 Instrucción Para el Proyecto, Construcción y Explotación de Presas (1967)**

Para Presas de Materiales Suelos (Artículos desde el 50 al 58): se llamarán presas de materiales sueltos aquellas cuyos elementos no estén ligados entre sí por conglomerantes hidráulicos. Pudiendo clasificar estas presas en Homogéneas y Heterogéneas, de acuerdo a su conformación prestando atención al elemento impermeable.

La comprobación de estabilidad en presas de materiales sueltos, consistirá en determinar el coeficiente de seguridad al deslizamiento a lo largo de la superficie más desfavorable entre todas las posibles.

Llamaremos "coeficiente de seguridad al deslizamiento" en cada una de las superficies estudiadas al número por el que habría que dividir la resistencia total al esfuerzo cortante de los materiales atravesados para que el equilibrio fuese crítico.

La resistencia al esfuerzo cortante en cada punto se considerará, en general, igual a la definida por la ley de Coulomb en presiones efectivas, cuyos coeficientes se habrán determinado experimentalmente. Se considerará que las presiones efectivas son iguales a las totales menos la presión intersticial. Para la determinación de las presiones totales se tendrán en cuenta las fuerzas interiores en la cuña deslizante.

La estabilidad de la Presa deberá comprobarse para: distintas fases de la construcción, embalse lleno y desembalse rápido. En consecuencia, la estabilidad estará garantizada cuando se verifiquen los coeficientes de seguridad antes descritos, la norma exige unos coeficientes mínimos para cada tipo de presa y casos de sollicitación.

### **2.2.2 Reglamento Técnico Para la Seguridad de Presas (1996)**

El reglamento tiene por objeto determinar las normas técnicas precisas para la seguridad de las presas y embalses. A tal fin, establece requisitos y condiciones técnicas que deben cumplirse durante las fases de proyecto, construcción, puesta en carga, explotación y estado de fuera de servicio de las presas y embalses, en orden a alcanzar sus óptimas condiciones de utilidad y seguridad que eviten daños a las personas, a los bienes y al medio ambiente.

En primer lugar, se indica cuáles estructuras reciben la denotación de "Grandes Presas", siendo que estas cumplan con al menos una de las condiciones siguientes:

- Altura superior a 15 metros medida desde la parte más baja de la cimentación hasta la coronación.
- Altura comprendida entre 10 y 15 metros siempre que cumplan con alguna de las siguientes características: Longitud de coronación mayor de 500 metros; Capacidad de embalse superior a un hectómetro cúbico; Capacidad de desagüe superior a 2,000 m<sup>3</sup>/s.

Seguidamente se indica otra clasificación, esta vez con respecto al riesgo, teniéndose tres categorías A, B y C en función de los daños potenciales de una eventual rotura en términos económicos y de vidas humanas. A partir de la cual adoptaremos el factor de seguridad mínimo recomendado para las presas de estudio

### **2.2.3 Guías Técnicas de Seguridad de Presas**

El Comité Nacional Español de Grandes Presas y el Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de España, han publicado una serie de Guías Técnicas de la Seguridad de Presas. Constituyen una referencia importante para la realización de evaluaciones de seguridad. Las guías publicadas son:

Nº1 Seguridad de Presas

Nº2 Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas

Nº3 Estudios geológico – geotécnicos y de prospección de materiales

Nº4 Avenida de proyecto

Nº5 Aliviaderos y desagües

Nº6 Construcción de presas y control de calidad

Nº7 Auscultación de las presas y sus cimientos

En la guía Nro. 2 se recomienda que, además de los diversos modelos numéricos que puedan haber sido utilizados, se realice una comprobación mediante el análisis del equilibrio límite en secciones representativas del cuerpo de presa. Se aconseja la utilización de métodos que cumplan todas las condiciones de equilibrio son bien conocidos y de amplia utilización Morgenstern-Price, Spencer, Janbu, Bishop y Fellenius.

En general, se recomienda que los coeficientes de seguridad mínimos que se obtengan mediante el uso de modelos numéricos o mediante el uso de métodos de equilibrio limite sean siempre iguales o superiores a los que se indican en la Tabla 2.1.

El coeficiente de seguridad depende del tipo de solicitudes o combinaciones al que corresponda el caso y la categoría de la presa en función de su riesgo potencial.

Tabla 2. 1 Coeficientes de seguridad mínimos recomendados según categoría de la presa

Tipo o combinación de solicitudes	Categoría A	Categoría B	Categoría C
Normal	1,4	1,4	1,3
Accidental	1,3	1,2	1,1
Extrema	> 1,0	> 1,0	> 1,0

Fuente: Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas

#### 2.2.4 Tipo de Solicitaciones del Proyecto

Según: Guía Técnica N°2 Criterios para proyectos de presas y obras anejas -Tomo 2: Presas de materiales sueltos (Comité Nacional Español de Grandes Presas y el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2015), se entiende como situación de proyecto una definición concreta de la presa y de su entorno susceptible de ser evaluada.

Atendiendo a la probabilidad de ocurrencia de una determinada situación de proyecto y teniendo en cuenta las posibles consecuencias del fallo correspondiente, las situaciones de proyecto se clasifican en los tres grandes grupos siguientes:

- Situaciones Normales: Son aquellas que tienen una probabilidad anual de excedencia notable; mayor que el 2%, como referencia.
- Situaciones Accidentales: Son aquellas que tienen una probabilidad de ocurrencia del orden del 0,2% anual, aproximadamente.
- Situaciones Extremas: Son aquellas que ocurren con carácter extremo y cuya probabilidad de ocurrencia es ya del orden de  $10^{-4}$ /año.

El ingeniero deberá definir cuantas situaciones de proyecto sean verosímiles. Cada una de las situaciones de proyecto debe ser clasificada en alguno de los grupos citados y evaluar para cada una de ellas el nivel de seguridad (coeficiente de seguridad) correspondiente.

Situaciones Normales:

N1 –Fin de construcción (antes del cierre del desvío)

N2 –Embalse lleno a nivel normal (en las presas de defensa contra avenidas, con desagüe abierto permanentemente, se recomienda que se considere también como normal esta situación)

Situaciones Accidentales:

A1 –Diferentes etapas de construcción de duración limitada.

A2 –Fin de construcción + sismo de proyecto.

A3 –Avenida de proyecto.

A4 –Embalse a nivel normal + Oleaje de proyecto (normalmente esta combinación será irrelevante).

A5 –Embalse lleno a nivel normal + Sismo de proyecto.

A6 –Embalse lleno a nivel normal + fallo del sistema de drenaje del cimientto (el estado de presiones intersticiales de la cimentación del espaldón de aguas abajo puede aumentar si falla el sistema de drenaje del terreno que eventualmente pudiera existir. Si no existe drenaje del cimientto, esta situación será irrelevante).

A7 –Desembalse rápido

Dentro de las situaciones “accidentales” pueden incluirse las distintas etapas de construcción pues, aunque la probabilidad de ocurrencia de la situación considerada sea claramente mayor que el valor de referencia indicado para esas situaciones, las consecuencias del fallo son, en general, menores y pueden paliarse notablemente con los equipos de construcción existentes en la obra. Consecuentemente el coeficiente de seguridad exigible será menor que el

correspondiente a las situaciones normales, donde, de otro modo, podrían haber sido incluidas. Dentro del concepto de “diferentes etapas de construcción” deben considerarse las obras de desvío del río: ataguía y contraataguías.

Situaciones Extremas:

E1 –Avenida extrema.

E2 –Sismo extremo. Embalse a nivel normal.

E3 –Viento extremo. Embalse a nivel normal (esta combinación será irrelevante).

E4 –Diferentes etapas de construcción + sismo de proyecto.

E5 –Desembalse rápido + sismo de proyecto.

E6 –Fallo del sistema de drenaje, embalse a nivel normal y sismo de proyecto.

Normalmente las combinaciones que resultan limitativas del proyecto son las siguientes: Las dos combinaciones normales N1 y N2 y La combinación accidental A7 (desembalse rápido).

## **2.3 Marco Referencial**

Esta sección es fundamentada en el libro “Presas de Tierra”, (Armas R. y Horta M., 1987) en la cual se analizara diferentes conceptos relevantes para este estudio.

### **2.3.1 Características del Flujo a Través de un Medio Poroso**

En materiales arcillosos conformados por partículas aplanadas por un proceso de compactación, se presenta un pequeño porcentaje de poros aislados, incluso en suelos de grano muy fino todos estos espacios están interconectados entre sí permitiendo que el agua pueda transitar a través de ellos. (Gaibor, 2012).

Las bases para un análisis racional de los problemas prácticos de cómo se comporta la filtración del agua a través de suelos fueron establecidas por Darcy, posteriormente Forchheimer, fue quien demostró que la función carga hidráulica que gobierna un flujo en un medio poroso es una función armónica, es decir satisface la ecuación de Laplace.

Forchheimer desarrollo bases para el método de redes de flujo, que siguen siendo la herramienta más sencilla y útil con que el ingeniero cuenta para la resolución práctica de los problemas que involucran el flujo de agua en suelos.

Al resolver un problema de flujo de agua, tal como el análisis de infiltraciones a través de la cortina y el terreno de cimentación de una presa de tierra, el ingeniero obtiene información fundamental respecto a tres cuestiones trascendentales:

- 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.
- Las posibilidades del agua de infiltración de producir arrastres de material sólido, erosiones, sifonamientos, etc.

La primera cuestión es importante porque toda el agua que se infiltre a través de una cortina representa una pérdida que debe ser cuantificada.

El segundo aspecto suele ser el más importante desde un punto de vista práctico. Cuando el agua fluye, la presión a la que está sujeta es, por definición, hidrodinámica y este hecho produce varias repercusiones importantes. En primer lugar, la presión hidrodinámica puede alterar el peso específico sumergido del suelo: por ejemplo, si el agua fluye verticalmente hacia abajo el peso específico se incrementa en el valor de esta presión, si el flujo ocurre verticalmente hacia arriba ejerce un efecto boyante sobre las partículas del suelo, que equivale a la disminución de su peso específico.

En segundo lugar y de acuerdo a la ecuación de Coulomb:

$$\tau = (\gamma - \mu)\tan(\varphi)$$

El aumento en la presión del agua produce la correspondiente disminución de la presión efectiva y por tanto la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

La tercera cuestión es también de gran importancia práctica, pues el agua al infiltrarse a través del suelo puede producir, particularmente en ciertas zonas arrastres de partículas sólidas que,

en caso de no recibir la debida atención del proyectista pueden llegar a poner en peligro la estabilidad de la presa de tierra, al dejarla materialmente surcado por túneles y galerías formadas por la erosión.

El agua del suelo puede clasificarse en tres categorías:

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

La teoría de las redes de flujos se aplica solamente al agua libre o gravitacional que se encuentra por debajo del nivel freático. Para los fines de este estudio se considerará nivel freático la superficie que constituye el lugar geométrico de los puntos donde el agua posee una presión igual a la atmosférica que, en cuestión de flujo, donde se trabaja normalmente con presiones manométricas, se considera igual a cero.

La ley de Darcy demuestra la existencia de una relación lineal entre el gradiente hidráulico y la velocidad de descarga del flujo a través de un medio poroso, y es solamente aplicable en la resolución de problemas en que el flujo es laminar.

Reynolds (1883) propuso para un flujo dado una relación adimensional entre la fuerza de inercia y la fuerza viscosa, que se conoce precisamente como el número de Reynolds. Dicha relación establece que:

$$R = \frac{v \cdot D \cdot \rho}{\mu} \quad \text{Ecuación 2. 1}$$

Donde:

$v$  = Velocidad del flujo (cm/s)

$D$  = Diámetro promedio de las partículas de suelo (cm)

$\rho$  = densidad del fluido ( $\text{g/cm}^3$ )

$\mu$  = coeficiente de viscosidad del fluido.

Siempre y cuando  $R < 1$  el flujo es laminar y por lo tanto es aplicable la ley de Darcy.

Ahora haciendo un análisis si en la ecuación 2.1 se sustituyen los valores de  $d$  y  $u$  para el agua, y se acepta  $v = 0.25 \text{ cm/s}$ , que es una velocidad muy conservadora por lo alta para el flujo de agua en suelos siempre que  $d$  no sobrepase el valor de  $0.4 \text{ mm}$  que corresponde a una arena gruesa el valor de  $R$  será menor a 1 de esta manera queda garantizada validez de la ley de Darcy en presas de tierra.

### 2.3.1.1 Ecuaciones Hidrodinámicas que rigen el flujo de agua a través de los suelos

Considérese una región de flujo de la que forma parte un elemento paralelepípedo de dimensiones  $dx$ ,  $dy$ ,  $dz$ .

Supóngase que la velocidad  $v$  con la que el agua pasa por el elemento posee tres componentes:  $v_x$ ,  $v_y$ ,  $v_z$  y que estas son solo funciones de  $x$ ,  $y$ ,  $z$  respectivamente, pero no del tiempo (puesto que por hipótesis se trata de un régimen establecido), ni de ninguna otra variable.

Se supone también que estas componentes son funciones continuas que admiten cualquier orden de derivación necesario al razonamiento expuesto. Las componentes de la velocidad del agua en las caras I de la figura son:  $v_x$ ,  $v_y$ ,  $v_z$  como queda dicho, y en las caras II estas mismas componentes serán:

$$v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \times dx$$

$$v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \times dy$$

$$v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \times dz$$

Se admitirá además que el suelo a través del que ocurre el flujo tiene sus vacíos saturados por agua y que tanto dicho elemento como las partículas sólidas que forman la estructura del suelo son incomprensibles en sí mismas. Durante el flujo la cantidad que entra al elemento debe ser igual a la que sale:

$$Q_{ent} = Q_{sal}$$

$$v_z \cdot dy \cdot dz + v_y \cdot dx \cdot dz + v_x \cdot dx \cdot dy = \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \right) dy \cdot dz + \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dy \right) dx \cdot dz + \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz \right) dx \cdot dy$$

Reduciendo en la ecuación anterior términos semejantes se arriba a

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad \text{Ecuación 2. 2}$$

La ecuación anterior se conoce con el nombre de ecuación de continuidad y su aceptación lleva implícita las siguientes hipótesis:

- El régimen es establecido.
- El suelo está saturado.
- El agua y las partículas sólidas son incomprensibles en sí mismas.
- El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

Si además se supone válida la ley de Darcy, podrá escribirse, para la velocidad de descarga del agua a través del elemento, que:

$$v = -k \frac{\partial h}{\partial l}$$

Donde:

$\frac{\partial h}{\partial l}$  : gradiente hidráulico.

A lo largo de las tres componentes de la velocidad se tiene:

$$v_x = -k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = -k_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$v_z = -k_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z}$$

Ecuación 2. 3

En las ecuaciones 2.3 se ha supuesto el caso más general, en el cual el suelo se considera anisótropo en lo referente a la permeabilidad diferente a lo largo de los tres ejes coordenados.

Introduciendo esta hipótesis en la ecuación de continuidad se tiene:

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Ecuación 2. 4

La ecuación 2.4 describe matemáticamente el flujo tridimensional para suelo anisótropo en relación con la permeabilidad, e implica todas las hipótesis mencionadas.

En los 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; este es el caso, por ejemplo, de presas de tierra de eje largo en comparación a su altura. Así, los efectos en los bordes de la región de flujo pueden ignorarse y, de esa manera, el problema de flujo pueda estudiarse bidimensionalmente como contenido todo el en el plano X-Y.

De esta forma la ecuación de flujo para el caso bidimensional y anisótropo es:

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Ecuación 2. 5

Si  $K_x = K_y = K$  (suelo isótropo)

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Ecuación 2. 6}$$

La ecuación 2.6 es una ecuación diferencial muy conocida y estudiada, por describir matemáticamente muchos fenómenos físicos de gran importancia práctica, aparte del flujo de agua a través de los suelos conociéndose con el nombre de ecuación de Laplace. Una función que satisfaga la ecuación de Laplace se dice que es armónica.

La solución general de la ecuación de Laplace está constituida por dos grupos de funciones que se representan, como dos familias de curvas ortogonales entre sí, limitadas por las condiciones de frontera de una región de flujo específica, lo cual constituirá la solución particular de la ecuación de Laplace para esta región.

Una de las familias de curvas recibe el nombre de líneas equipotenciales, porque estas curvas unen, puntos de igual carga hidráulica (h) a través de la región plana de flujo.

La otra familia de curvas recibe el nombre de líneas de flujo o de corriente, por ser estas las que definen las trayectorias físicas y reales del agua a través de la región de flujo.

Las propiedades más importantes de estas líneas se resumen de la forma siguiente:

- El gasto que pasa entre dos líneas de flujo o de corriente es constante en cualquier sección que se tome entre líneas.
- Dos líneas de flujo o de corriente, al igual que dos líneas equipotenciales, no pueden cortarse jamás.

Las soluciones exactas de problemas de flujo suelen ser bastante complicados, por esta razón se han desarrollado métodos aproximados, los cuales estudiaremos más adelante.

### **2.3.1.2 La Teoría de la sección transformada**

La anisotropía en el suelo es, una condición frecuente; basta considerar que en presas de tierra de las que interesa estudiar el flujo. se construyen el terraplén compactando por capas,

(elevaciones compactadas) lo cual, lógicamente, conduce a permeabilidades horizontales bastante mayores que las que se obtienen para el flujo en la dirección vertical.

Muchos diseñadores asumen que la relación entre la permeabilidad horizontal y vertical del terraplén está entre 9 y 25.

Mientras que la relación entre la permeabilidad horizontal y vertical en arcillas sedimentarias normalmente consolidadas varían entre 2 a 10 (Larnbe y Whitman 2000).

Afortunadamente existe un artificio matemático de trabajo que va a permitir estudiar todos los problemas de flujo como si este ocurriera a través de suelos isótropos. Este artificio, que se conoce con el nombre de teoría de la sección transformada, permite reducir al caso de un suelo homogéneo e isótropo un suelo en el que la permeabilidad para el flujo en la dirección horizontal  $K_x$  y la que se tenga para el flujo en la dirección vertical  $K_y$  sean diferentes.

Partiendo de la región de flujo en la que  $K_x > K_y$ , se hará la siguiente transformación:

$$x' = \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} * x \quad \text{Ecuación 2. 7}$$

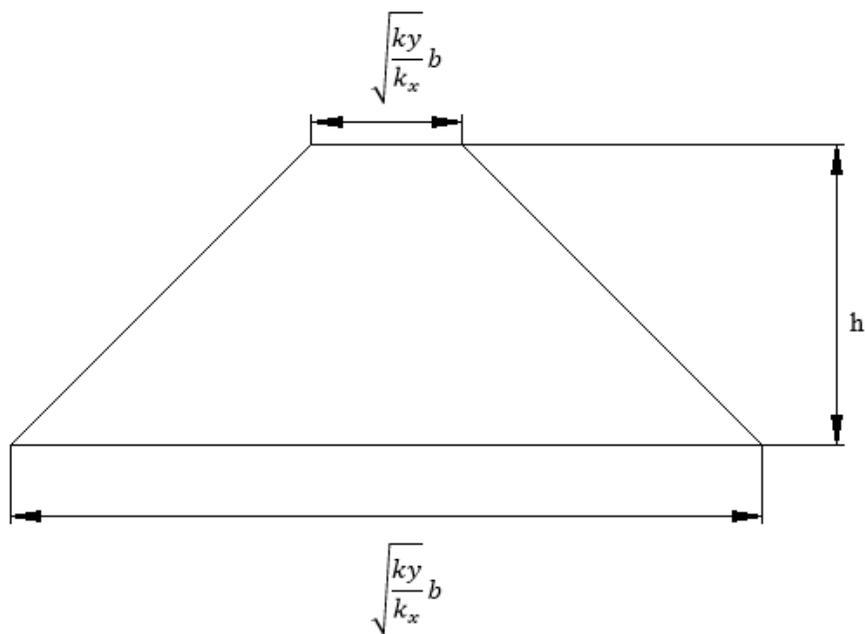
Las dimensiones horizontales se modifican todas, según esta ecuación, en tanto que las dimensiones en la dirección vertical no se modifican.

La permeabilidad equivalente en la sección transformada se demuestra que es igual a:

$$K = \sqrt{K_x * K_y} \quad \text{Ecuación 2. 8}$$

En la figura 2.1 se muestra la sección transformada en la que quien dirige y gobierna el flujo es la ecuación de Laplace ecuación 2.6.

Figura 2. 1 Sección Transformada



Fuente: Armas R. y Horta M., 1987

### 2.3.2 Teoría de las Redes de Flujo

Como vimos anteriormente la ecuación de Laplace queda resuelta por dos familias de curvas, que son: líneas de flujo y líneas equipotenciales, que cumplen la condición de ortogonalidad.

El método de las redes de flujo usa estas afirmaciones para resolver el problema de un modo sencillo y puramente gráfico, al acomodar en un dibujo las dos familias. Respetando las condiciones de frontera y ortogonalidad, se tiene una aproximación a la solución única del problema, si el dibujo se ha realizado con cuidado, esta aproximación es lo suficientemente buena para fines de ingeniería.

El trazo de una red de flujo comprende en la práctica diferentes pasos, los cuales son:

- Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones de frontera.
- Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfagan; las condiciones de frontera y que constituyan la solución única de la ecuación de Laplace.

El problema en este método, radica en que, en la región de flujo, no se conoce una de las fronteras, de modo que no satisface el prerrequisito básico para resolverlo.

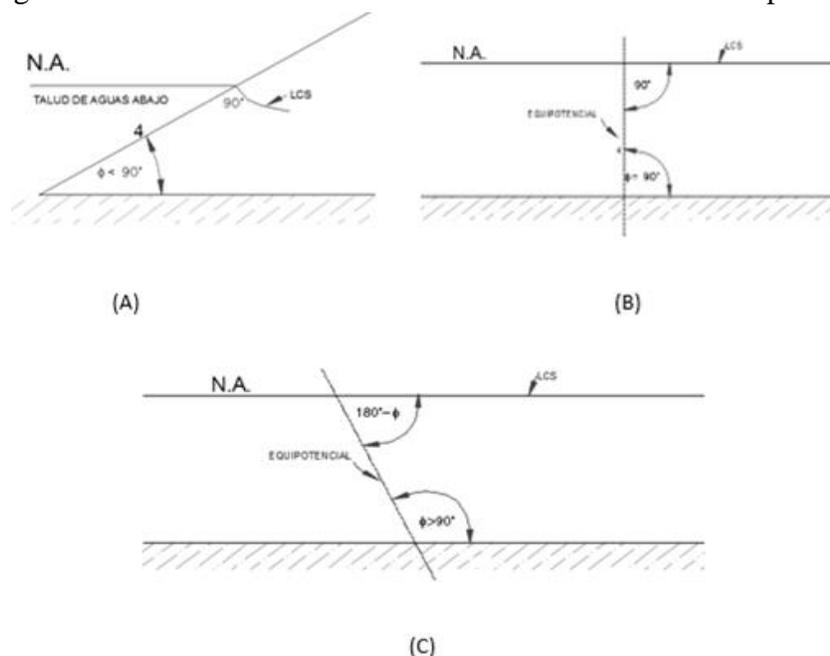
Para resolver este problema veremos en primer lugar, la determinación aproximada de la línea de corriente superior, paso previo necesario para el trazo de la red de flujo en presas de tierra.

### 2.3.2.1 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 corriente superior, LCS en la presa de tierra, en función del ángulo de inclinación del talud aguas arriba de la misma.

Figura 2. 2 Condiciones de entrada de la línea de corriente superior. LCS.



Fuente: Presas de Tierra (Armas R. y Horta M., 1987)

Lo mostrado en la Figura 2.1 se puede resumir en la siguiente tabla:

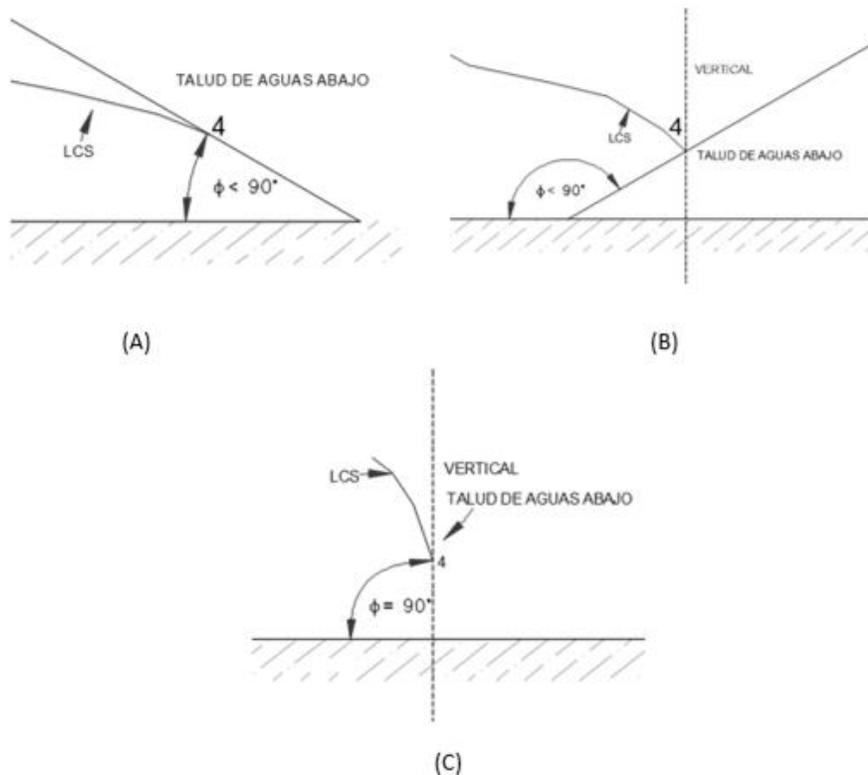
Tabla 2. 2 Condiciones de entrada de la línea de corriente superior. LCS

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)
$\vartheta > 90^\circ$	$180^\circ - \vartheta$

Fuente: Presas de Tierra (Armas R. y Horta M., 1987)

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 2.3, quedando los mismos en función de la geometría del talud aguas abajo.

Figura 2. 3 Condiciones de salida de la línea de corriente superior. LCS.



Fuente: Presas de Tierra (Armas R. y Horta M., 1987)

Lo mostrado en la Figura 2.3 se puede resumir en la siguiente tabla 2.3:

Tabla 2. 3 Condiciones de salida de corriente superior. LCS.

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

Fuente: Presas de Tierra (Armas R. y Horta M., 1987)

### 2.3.2.2 Teoría de Dupuit

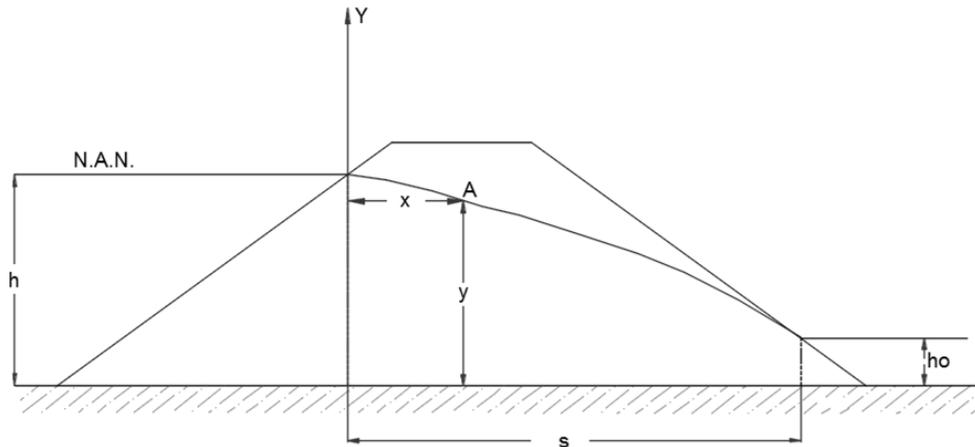
Conocidas las reglas generales que debe cumplir la entrada y la salida de la LCS en las presas de tierra, resulta necesario estudiar las teorías existentes para poder determinar la geometría completa de la línea de corriente superior, LCS y con ello lograr definir la región de la presa donde está ocurriendo 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:

- 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.
- El gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la línea de corriente superior en el punto de que se trate y es constante en cualquier punto de la vertical que se trace por él.

La 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 (h0) según se muestra en la figura 2.3.

Figura 2. 4 Sección transversal con flujo bidimensional



Fuente: Presas de Tierra (Armas R. y Horta M., 1987)

En la sección transversal de la presa mostrada en la figura 2.3 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:

$$q = -k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \quad \text{Ecuación 2. 9}$$

$$q \cdot dx = -k \cdot y \cdot dy$$

Integrando la ecuación 2.1 se tiene que:

$$q \cdot x = -\frac{k \cdot y^2}{2} + C \quad \text{Ecuación 2. 10}$$

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

$$C = \frac{k}{2} \cdot h^2 \quad \text{Ecuación 2. 11}$$

Si se sustituye el valor de la constante de integración C en la ecuación 2.10 se tiene que:

$$q \cdot x + \frac{k}{2} \cdot y^2 = \frac{k}{2} \cdot h^2 \quad \text{Ecuación 2. 12}$$

Para obtener una ecuación del gasto en términos conocidos, se evaluará la ecuación 2.12,

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

$$q = \frac{k}{2 \cdot S} \cdot (h^2 - h_0^2) \quad \text{Ecuación 2. 13}$$

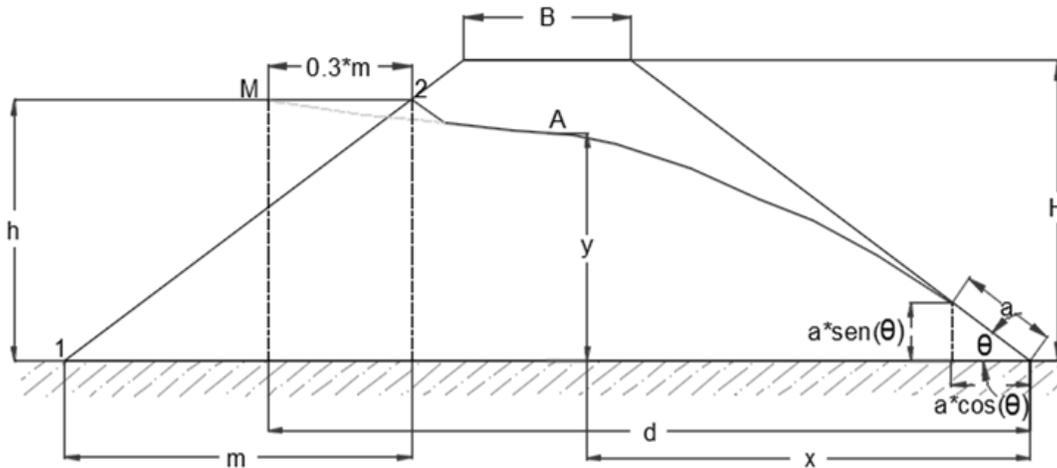
La ecuación 2.13 representa el gasto que circula en la sección transversal, considerando un espesor unitario en el sentido perpendicular al plano del papel, según la teoría de Dupuit.

Se ha encontrado en la experiencia que la expresión del gasto dada por Dupuit obtiene muy buenas estimaciones del gasto real en diques de secciones rectangulares.

### 2.3.2.3 Solución de Schaffernak y Van Iterson de la Línea de Corriente Superior

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 2.4

Figura 2. 5 Sección de presa de tierra homogénea



Fuente: Presas de Tierra (Armas R. y Horta M., 1987)

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 2.4, 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 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:

$$q = k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \quad \text{Ecuación 2. 14}$$

El cambio de signo con respecto a la ecuación 2.6 definida por Dupuit se debe al cambio de la posición de los ejes de coordenadas.

Integrando la ecuación 2.14 se obtiene:

$$q \cdot x = k \cdot \frac{y^2}{2} + C \quad \text{Ecuación 2. 15}$$

Evalutando ecuación 2.15 para  $x = d$  y  $y = h$  se obtiene el valor de la constante de integración C, quedando como:

$$C = q \cdot d - \frac{k \cdot h^2}{2} \quad \text{Ecuación 2. 16}$$

Sustituyendo la ecuación 2.16 en la ecuación 2.15 se tiene:

$$q (d - x) = k \cdot \frac{h^2 - y^2}{2} \quad \text{Ecuación 2. 17}$$

Que es la ecuación 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:

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

$$y = \alpha \cdot \sen \theta$$

$$i = \tan \theta$$

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

$$q = k \cdot \alpha \cdot \text{sen } \theta \cdot \tan \theta \quad \text{Ecuación 2. 18}$$

El valor de “a” puede obtenerse sustituyendo la ecuación 2.18 en la ecuación 2.17 y despejando “a” después de evaluada para las coordenadas del punto 4, obteniéndose después de operar la siguiente ecuación de segundo grado:

$$a^2 - 2 \cdot \frac{d}{\cos \theta} \cdot a + \frac{h^2}{\text{sen}^2 \theta} = 0 \quad \text{Ecuación 2. 19}$$

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 a:

$$a = \frac{d}{\cos \theta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \theta} - \frac{h^2}{\text{sen}^2 \theta}} \quad \text{Ecuación 2. 20}$$

La ecuación 2.20 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:

- Con las ecuaciones (2.20) y (2.18) se puede calcular el gasto de filtración sin necesidad de trazar la red de flujo.
- La ecuación (2.18) 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 antes expuesta.
- Conocidos los puntos M y 4 puede trazarse la LCS utilizando las ecuaciones (2.18) y (2.17).
- 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 2.5.

Como se hizo notar anteriormente el método de Schaffernak y Van Iterson es recomendable para presas de tierra con  $\vartheta < 30^\circ$ . Las presas del este estudio cumplen con esa condición por lo tanto aplicaremos esta solución para encontrar la red de flujo en cada una de ellas.

### **2.3.3 Resistencia Cortante del Suelo**

Según Das (2015), la resistencia al esfuerzo cortante se define como la oposición que ofrecen las partículas al desplazamiento relativo; puesto que depende de la interacción entre éstas, la naturaleza de las interacciones será la que determine la magnitud de la resistencia.

La resistencia al esfuerzo cortante depende de la composición del suelo. En los suelos granulares, constituidos por partículas microscópicas, la resistencia parece derivar exclusivamente de efectos de fricción entre los granos, mientras que, en los suelos en los que domina la fricción coloidal, la resistencia depende de fuerzas atractivas y repulsivas ejercidas entre ellas. De aquí la distinción entre los suelos friccionantes o granulares, que incluyen los enrocamientos, cantos rodados, gravas, arenas, limos no plásticos y suelos cohesivos.

Es importante entender la naturaleza de la resistencia cortante para pronosticar los problemas de estabilidad de taludes, tales como fallas y deslizamientos.

#### **2.3.3.1 Criterios de Falla de Mohr-Coulomb**

Mohr (1900), presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales que afirma que éstos fallan debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solamente por la presencia de un esfuerzo máximo de uno de éstos. De tal manera que la relación funcional entre estos esfuerzos sobre un plano de falla se expresa de la forma:

$$T_f = f(\sigma)$$

Donde:

$T_f$  = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

$\sigma$  = esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla definida por esta ecuación es una línea curva, pero en la práctica es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Tal relación se escribe como:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \theta$$

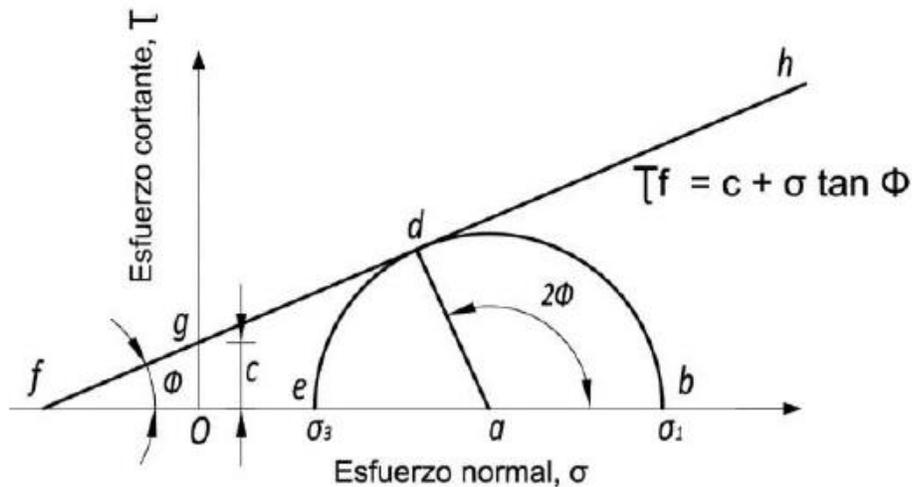
Donde:

$c$  = cohesión

$\theta$  = ángulo de fricción interna

Esta ecuación es conocida como criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Figura 2. 6 Círculo de Mohr y envolvente de falla



Fuente: Mohr, 1900.

### 2.3.4 Estabilidad de Taludes

La estabilidad de los taludes se determina a través del factor de seguridad. Este factor expresa “la magnitud en que puede reducirse la resistencia a cortante del suelo para que se produzca el deslizamiento a lo largo de la superficie de falla más desfavorable” (Armas R. y Horta M., 1987). El factor de seguridad depende de:

- La representatividad de los parámetros mecánicos del material de la cimentación y del cuerpo del talud, obtenidos mediante investigación geotécnica, en función de los estados de carga que se necesiten estudiar al diseñar el talud.
- El método de análisis de estabilidad
- La aproximación al asumir los valores de las presiones de poro y la forma de manipular éstas, al realizar el análisis de estabilidad.

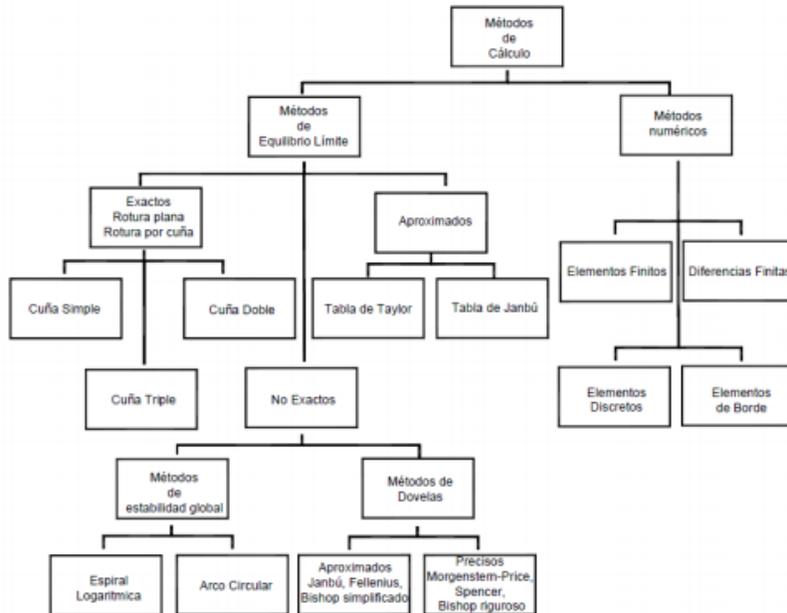
Dado un talud con geometría establecida y propiedades de suelo definidas, se obtendrá un factor de seguridad mínimo ( $F_{mín}$ ). El factor de seguridad mínimo de todas las posibles superficies de falla debe cumplir la siguiente condición de diseño:

$$F_{mín.} \geq F_{norma}$$

### 2.3.5 Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes se pueden dividir en Métodos de Equilibrio Límite y Métodos Numéricos como se muestra en la figura 2.7.

Figura 2. 7 Esquema de los distintos métodos de estabilidad de taludes



Fuente: Análisis de Estabilidad de Taludes mediante técnicas de modelación numérica (Azorin Cruz, 2014).

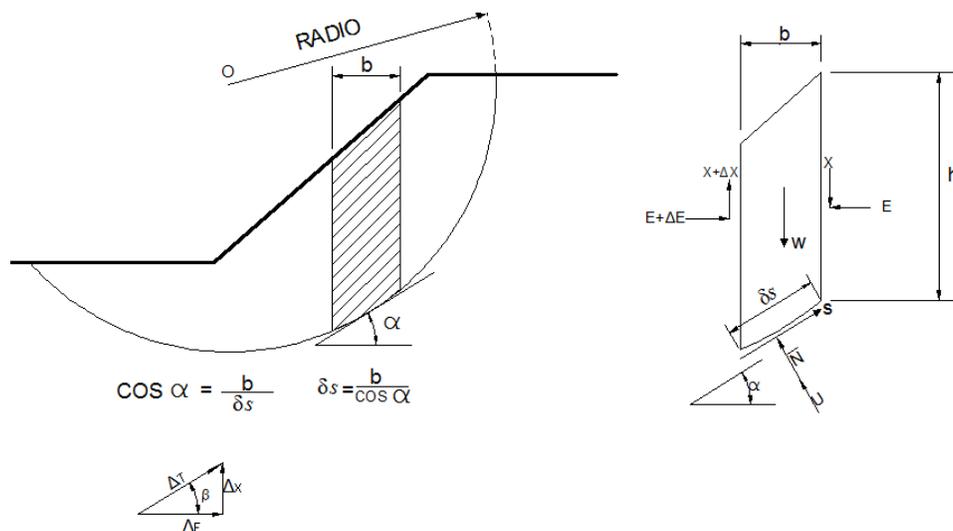
En este trabajo usaremos únicamente los métodos de equilibrio límite no exactos de dovelas que son los métodos de análisis de estabilidad de taludes más usados mundialmente, consisten en imaginar un mecanismo de falla para el talud y aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material (criterios de Coulomb), de manera de ver si, con tal resistencia, hay o no la posibilidad de que el mecanismo de falla supuesto llegue a presentarse.

Los métodos aproximados de análisis de estabilidad más usados, son los métodos de Fellenius, Bishop y Jambu, los mismos proponen realizar la hipótesis de una superficie de falla circular, con el objetivo de facilitar los cálculos y teniendo en cuenta que esta suposición es parecida al mecanismo real de falla.

Para realizar el análisis de estabilidad de taludes en materiales que tienen cohesión y fricción, es requisito dividir la masa deslizante en dovelas. Desde el punto de vista de la Estática, la obtención del factor de seguridad para una determinada superficie de deslizamiento implica, resolver un problema estáticamente indeterminado.

En la Figura 2.8 podemos ver un círculo de falla de radio R y las fuerzas que actúan sobre una dovela.

Figura 2. 8 Círculo de falla de radio R y las fuerzas que actúan sobre una dovela



Fuente: Presas de Tierra (Armas R. y Horta M., 1987).

Donde:

$\bar{N}$  = Resultante normal sobre una dovela.

U = Resultante de presión de poros.

W = Peso de cada dovela analizada.

$\alpha$  = Ángulo entre la tangente del centro de cada dovela y la horizontal.

$\Delta T$  = Resultantes de las fuerzas laterales en la cara de contacto de las dovelas.

$\Delta x$ ,  $\Delta E$  = fuerzas laterales en la cara de contacto de las dovelas.

E = Tensión normal en el costado de cada dovela.

S = Resistencia a cortante.

$\delta_s$  = Longitud de arco de una dovela.

x = Distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela a la vertical que pasa por el centro del círculo.

b = Ancho de la dovela.

h = Altura de la dovela.

En la Tabla 2.4, se enuncian las incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas y momentos para las n dovelas en las que ha sido dividida la masa deslizante.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes más usados en la práctica solo consideran el equilibrio de las fuerzas actuantes en la dovela y no consideran el equilibrio de momentos, reduciéndose el sistema de ecuaciones a  $3n-1$  incógnitas para  $2n$  ecuaciones.

Tabla 2. 4 Incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas y momentos para las “n” dovelas

A. Incógnitas asociadas al equilibrio de las fuerzas	
n:	Resultantes de las fuerzas normales, N, sobre la base de cada dovela
1:	Factor de Seguridad.
n-1:	Resultantes de las fuerzas laterales, $\Delta T$ , 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 a la horizontal.
3n-1	Incógnitas para 2n ecuaciones.
B. Incógnitas asociadas al equilibrio de momentos	
n:	Coordenadas de situación de las resultantes, N , sobre 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.

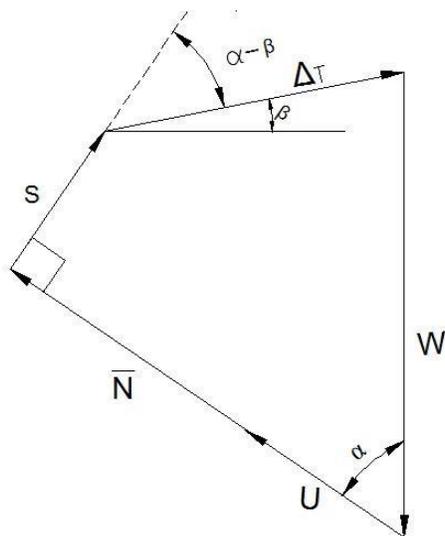
Fuente: (Armas R. y Horta M., 1987)

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes más usados en la práctica solo consideran el equilibrio de las fuerzas actuantes en la dovela y no consideran el equilibrio de momentos, reduciéndose el sistema de ecuaciones a 3n-1 incógnitas para 2n ecuaciones.

Finalmente, con el objetivo de obtener un sistema determinado de ecuaciones de 2n ecuaciones con 2n incógnitas, se procede a hacer n - hipótesis sobre el ángulo  $\beta$ .

En la Figura 2.9 podemos observar el polígono de fuerzas general que actúan sobre una dovela.

Figura 2. 9 Polígono de fuerzas actuantes en una dovela, para  $\beta$  conocido



Fuente: (Armas R. y Horta M., 1987)

Al proyectar las fuerzas en las direcciones N y S, (ver Figura 2.9), se obtienen las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$(\bar{N} + U) = W \cos \alpha + \Delta T \sin(\alpha + \beta) \quad \text{Ecuación 2. 21}$$

$$S + \Delta T \cos(\alpha - \beta) = W \sin \alpha \quad \text{Ecuación 2. 22}$$

Donde:

$\beta$  = Ángulo de inclinación de la resultante  $\Delta T$  con respecto a la horizontal

S = Resistencia a cortante.

Debido a que el factor de seguridad “es la magnitud en que puede reducirse la resistencia a cortante del suelo para que se produzca el deslizamiento a lo largo de la superficie de falla más desfavorable” (Armas R. y Horta M., 1987) en cada dovela, se obtiene la siguiente ecuación:

$$S = \frac{1}{F} (C' + \bar{N} \tan \phi') \quad \text{Ecuación 2. 23}$$

Siendo

$$C' = c' \delta s \quad \text{Ecuación 2. 24}$$

Donde:

$\phi'$  = Ángulo de fricción interna efectivo.

$c'$  = Cohesión efectiva.

F = Factor de seguridad.

$\delta s$  = Longitud de arco de una dovela.

Reemplazando el equivalente de S de la ecuación 2.23 en la ecuación 2.24 tenemos:

$$\frac{1}{F}(C' + \bar{N} \tan \phi') + S + \Delta T \cos(\alpha - \beta) = W \operatorname{sen} \alpha \quad \text{Ecuación 2. 25}$$

Por lo tanto, el sistema de 2n ecuaciones que define el equilibrio de la masa deslizante, es el sistema de ecuaciones que forman la ecuación 2.21 y la ecuación 2.25.

No obstante, otra forma de análisis del equilibrio de la masa deslizante, es analizarla como un todo, omitiendo las fuerzas internas y los empujes interdovelas, puesto que no interfieren en el equilibrio general, mediante la siguiente afirmación:

$$\sum W.x = \sum S.R \quad \text{Ecuación 2. 26}$$

Donde:

x = Distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela a la vertical que pasa por el centro del círculo.

R = Radio del círculo.

Reemplazando la ecuación 2.24 en la ecuación 2.26 tenemos:

$$F = \frac{R \sum (C' + N \tan \phi)}{\sum W.x} \quad \text{Ecuación 2. 27}$$

En la ecuación 2.27 observamos que las únicas incógnitas son los n valores N Operando la ecuación 2.21 y ecuación 2.22, tenemos:

$$N = \frac{W \cos \alpha (1 + \tan(\alpha - \beta)) - \frac{1}{F} C' \tan(\alpha - \beta) - U}{1 + \frac{\tan \phi' \tan(\alpha - \beta)}{F}} \quad \text{Ecuación 2. 28}$$

Dependiendo de la hipótesis que se haga con respecto al ángulo  $\beta$  y como resultado de esto del valor de N que aquí se obtenga, se tendrá diferentes métodos de análisis de estabilidad

### 2.3.5.1 Método de Fellenius

Si se supone que  $\beta = \alpha$ , para cada dovela, la ecuación 2.28, quedaría:

$$N = W \cos \alpha - U \quad \text{Ecuación 2. 29}$$

Que sustituida en la ecuación 2.27, tenemos:

$$F = \frac{R \sum C' \cdot \delta s}{\sum W \cdot x} + \frac{R \sum (W \cos \alpha - u \cdot \delta s) \tan \phi'}{\sum W \cdot x} \quad \text{Ecuación 2. 30}$$

Donde:

u = Presión de poros.

### 2.3.5.2 Método de Bishop Simplificado

Si se supone que el ángulo  $\beta=0$  en cada dovela, la ecuación 2.28 quedaría:

$$N = \frac{\frac{(W - c' \cdot b \cdot \tan \alpha - \mu \cdot b) \sec \alpha}{F}}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}} \quad \text{Ecuación 2. 31}$$

Donde:

b = Ancho de la dovela.

Sustituyendo esta ecuación en la ecuación 2.27 tenemos:

$$F = \frac{R \sum ((c' b + (W - ub) \tan \phi) \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F}})}{\sum W \cdot x} \quad \text{Ecuación 2. 32}$$

Que también se puede expresar como:

$$F = \frac{R \sum c' \cdot \delta s \cdot \eta}{\sum W \cdot x} + \frac{R \sum (W - ub) \epsilon \tan \phi'}{\sum W \cdot x} \quad \text{Ecuación 2. 33}$$

Donde:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F}} \quad \text{Ecuación 2. 34}$$

$$E = \eta \cdot \sec \alpha \quad \text{Ecuación 2. 35}$$

### 2.3.5.3 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, también 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 Jambu solamente satisface el equilibrio de esfuerzos y no satisface el equilibrio de momentos. De acuerdo con Jambu (ecuación modificada): (Suarez, 1998)

$$F = \frac{f_0 \sum \{ (c' \cdot b + (W - ub) \cdot \tan \phi) \frac{1}{\cos \alpha \cdot m \alpha} \}}{\sum W \cdot \tan \alpha} \quad \text{Ecuación 2. 36}$$

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.

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

#### 2.3.5.4 Presiones de poro en el análisis de estabilidad de taludes

En general puede plantearse que en una presa la presión de poro está dada por las tres componentes:

$$\mu = \mu_c + \mu_h + \mu_r \quad \text{Ecuación 2. 37}$$

Donde:

$\mu$  = Presión de poro.

$\mu_c$  = Componente de consolidación, debida a un cambio de las presiones totales.

$\mu_h$  = Componente hidrostática, debida a la altura de agua existente sobre el punto

considerado.

$\mu_f$  = Componente de filtración, debida a un flujo de filtración.

En el cuerpo de un talud recién construido se producen presiones de poros de consolidación ( $\mu_c$ ), mientras que, en la base, si existe un nivel freático, se tendrán presiones de poros hidrostáticas más un exceso de este producto del peso del terraplén. Esto último se produce si el material es impermeable.

En el cuerpo de un talud y su cimentación, a través del cual se produce un flujo de agua (caso de operación), se tienen las componentes ( $\mu_h + \mu_f$ ). Finalmente en el caso de desembalse se tiene que el estado final de las presiones de poro es el resultado de la suma de las tres componentes:  $\mu_h + \mu_c + \mu_f$  (Armas R. y Horta M., 1987)

## **2.3.6 Análisis de Estabilidad**

### **2.3.6.1 Análisis de Estabilidad al Final de Construcción**

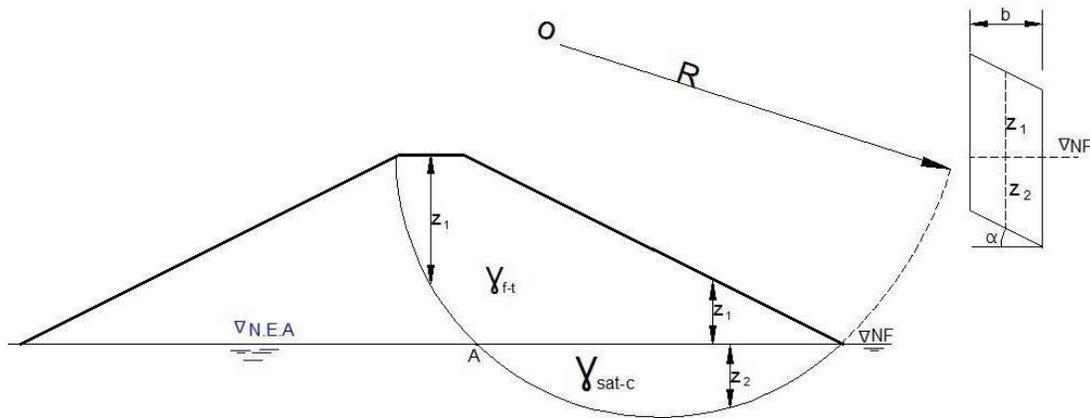
En el estado de carga final de construcción de una presa de tierra se considera que existen dos posibilidades de fallo, que la experiencia indica como peligrosas.

La primera posibilidad se produce en los suelos con grados de saturación mayores que el 85% y coeficientes de consolidación  $C_v < 10^7$  cm<sup>2</sup>/año. En este caso, el peso propio del terraplén produce presiones de poro en el cuerpo del talud y la cimentación que no se disipan totalmente en el periodo constructivo, utilizándose parámetros de diseño (cohesión y ángulo de fricción) correspondientes a ensayos rápidos (envolvente total), que tienen implícitos el efecto de presiones de poro del final de construcción.

La segunda posibilidad de fallo se produce en los suelos con grados de saturación menores que el 85% y el coeficiente de consolidación  $C_v > 10^7$  cm<sup>2</sup>/año. En este caso el agua que penetra el talud aguas arriba produce una descarga en el pie de 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 (cohesión y ángulo de fricción) correspondientes a ensayos lentos de acuerdo con (Armas R. y Horta M., 1987)

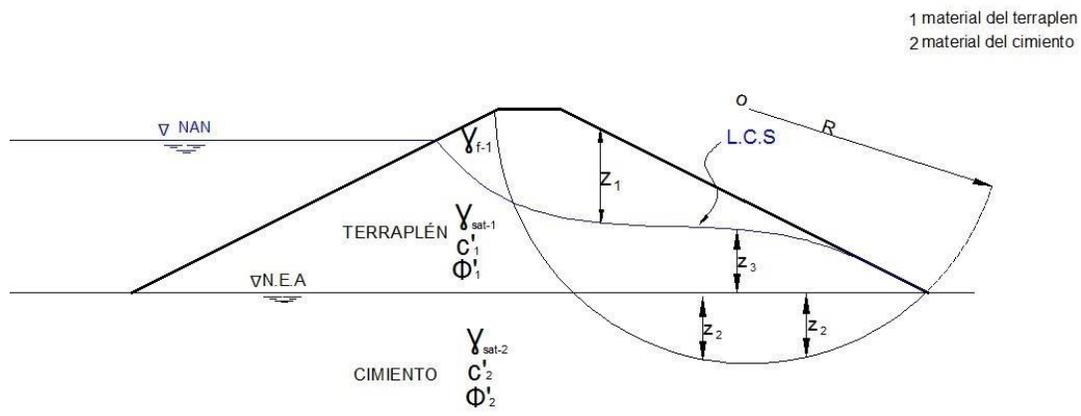
Figura 2. 10 Esquema común de una presa al final de la construcción



Fuente: Armas R. y Horta M., 1987.

### 2.3.7 Etapa de Operación

Figura 2. 11 Esquema común de una presa en operación



Fuente: Armas R. y Horta M., 1987.

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

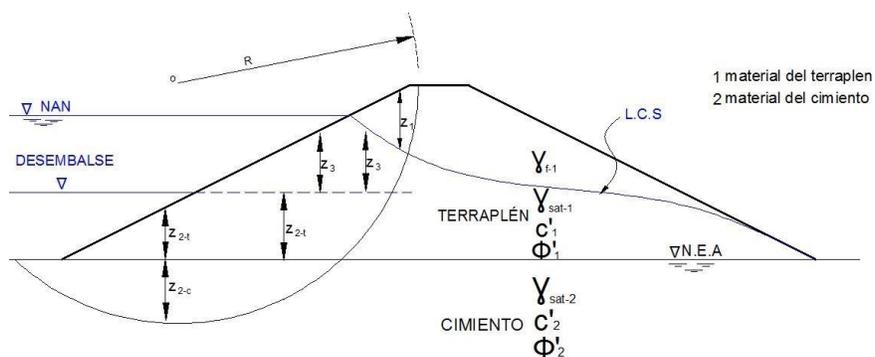
La resistencia a cortante del suelo en esta situación se obtiene a partir de ensayos lentos o drenados, por lo que se hace un análisis de tensiones efectivas (Armas R. y Horta M., 1987).

### 2.3.8 Etapa de Desembalse Rápido

El estado de carga desembalse rápido es aquel al que se ve sometida la presa y la cimentación, luego que el nivel del agua descende 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 (Armas R. y Horta M., 1987).

Cuando se produce el desembalse rápido, la presión de poros después del desembalse es la suma de la presión que había antes de que descendiese el nivel y el cambio de esta que introduce el desembalse, siendo estas la presión por consolidación, la presión hidrostática y la presión por infiltración. En este caso, se considera que, después del desembalse, por debajo del nivel del agua el gradiente es igual cero por lo que se puede considerar solo el peso sumergido del suelo para tener en cuenta las presiones de poros hidrostáticas en forma implícita. Una hipótesis frecuente en presas homogéneas es considerar que la caída interna es prácticamente cero, y calcular la estabilidad como si todo el terraplén por debajo de la línea de corriente superior se mantuviese saturado luego del desembalse.

Figura 2. 12 Esquema del talud aguas arriba de una presa ante un desembalse rápido



Fuente: Armas R. y Horta M., 1987.

**CAPÍTULO 3 MARCO  
METODOLÓGICO**

## CAPÍTULO 3. MARCO METODOLÓGICO

### 3.1 Tipo de Investigación

**Experimental:** Mediante el estudio de suelos y la obtención de los parámetros mecánicos necesarios para poder realizar el análisis de estabilidad de taludes se podrá determinar el factor de seguridad de las presas de estudio.

### 3.2 Operacionalización de Variables

Objetivo	Variable	Definición	Indicadores	Técnica	Fuente	Herramienta
Analizar los diferentes métodos y variables para el análisis de estabilidad de taludes	Información	Conjunto de datos procesados, que constituyen un mensaje que cambia de estado de conocimiento del sujeto o sistema que recibe dicho mensaje	métodos	Revisión y lectura	Literatura especializada en el tema	Material de escritorio, internet
Caracterizar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de estudio	Propiedades de los suelos	El suelo es una mezcla de materiales sólidos, líquidos y gaseosos. La proporción de los componentes determina una serie de propiedades que se conocen como propiedades físicas o mecánicas del suelo	Contenido de humedad	Ensayos de laboratorio	Muestras	Laboratorio de suelos
			Límites de Atterberg			
			Granulometría			Indumentaria para los ensayos
			Clasificación del suelo			
			Gravedad relativa			
			Ensayo de compactación			
			Ensayo triaxial			
Realizar el análisis de estabilidad de taludes para obtener los factores	Estabilidad de taludes	Proceso que implica la determinación y la comparación del corte desarrollado a lo largo de la superficie de ruptura más probable	Método de Fellenius	Análisis y simulaciones	Resultados de los ensayos de laboratorio (propiedades del suelo)	Software Slide V 6.0

de seguridad de las presas aplicando a cada una de ellas		con la resistencia del suelo al corte a lo largo de la superficie potencial de falla.	Método de Bishop simplificado			
			Método de Jambu			
diferentes métodos existentes	Factor de seguridad	Es el cociente entre el valor calculado de la capacidad máxima de un sistema y el valor del requerimiento esperado real a que se verá sometido.	Factor de seguridad obtenido	Comparación	Resultado de los análisis y simulaciones	software Excel
			Factor de seguridad mínimo recomendado			
Elaborar un cuadro comparativo con los resultados obtenidos de la aplicación de cada método en los taludes de estudio.						

### 3.3 Metodología Para la Selección de las Presas de estudio

De acuerdo al capítulo 3 de Clasificación de las presas en función del riesgo potencial del (Ministerio de Medio Ambiente Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas, 1996) de España las presas de estudio deben cumplir con los siguientes parámetros:

- ✓ Grandes presas: que vienen definidas por las siguientes características.
  - Tener más de 15 metros de altura, medida desde la cota de coronación hasta la superficie del cimiento.

- Tener una altura entre 10 y 15 metros y originar un embalse de capacidad superior a los 100,000 m<sup>3</sup>, para características excepcionales o cualquier que permita clasificar la obra como importante para la seguridad o la economía pública.
- ✓ Además, deberá aplicarse a las que no siendo Grandes Presas según la definición anterior tengan una altura comprendida entre 10 y 15 m (desde coronación a cimiento) y, bien, una longitud de coronación superior a 500 m, bien, una capacidad de desagüe superior a 2.000 m<sup>3</sup>/seg.
- ✓ También deberá aplicarse a todas aquellas que, aun no siendo Grandes Presas según las definiciones anteriores, puedan dar lugar a apreciables riesgos potenciales agua abajo.

### **3.4 Metodología Para Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial**

En nuestro país no contamos con una normativa o reglamento de seguridad de presas, por lo tanto, nuestra metodología estará basada en la normativa vigente Española; Clasificación de presas en función del riesgo potencial (Ministerio de Medio Ambiente Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas, 1996) la cual plantea la obligatoriedad de clasificar las presas en función del riesgo potencial derivado de su posible rotura o funcionamiento incorrecto.

#### **3.4.1 Criterios Para la Definición de Categorías**

Los citados artículos, coincidentes, establecen que las presas se clasificarán respecto al riesgo potencial en tres categorías, definidas textualmente del siguiente modo

**“Categoría A”:** Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

**“Categoría B”:** Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.

**“Categoría C”:** Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

De acuerdo al trabajo de pregrado Evaluación de funcionalidad de una presa de gravedad y sus obras complementarias y clasificación en función del riesgo potencial de rotura caso presa Vuelta de Tiro (Arce Perales Joaquin, 2014)) el rango para la determinación de daños potenciales propuesto por la metodología SPANCOLD no se acerca a la realidad del contexto boliviano, por lo que propone disminuir estos para que sea aplicable esta metodología.

Para abordar estos casos, presenta la tabla 3.1 criterios orientativos de clasificación de los daños materiales, que en todo caso han de ser consideradas conjuntamente con los valores de calados y velocidades asociados a la onda de rotura.

Tabla 3. 1 Clasificación de daños potenciales propuesta para Bolivia

Elemento	Muy Importante Categoría A	Importante Categoría B	Moderado Categoría C
Industrias, polígonos industriales y propiedades rusticas	Nro. de instalaciones > 10	5<Nro. de instalaciones < 10	Nro. de instalaciones < 5
Cultivos a secano	Superficie > 1000 has	300 has < Superficie < 1000 has	Superficie < 300 has
Cultivos a regadía	Superficie > 500 has	100 has < Superficie < 1000 has	Superficie < 100 has
Carretera	Red nacional	Red departamental	Camino vecinal

Fuente: Arce Perales Joaquin, 2014.

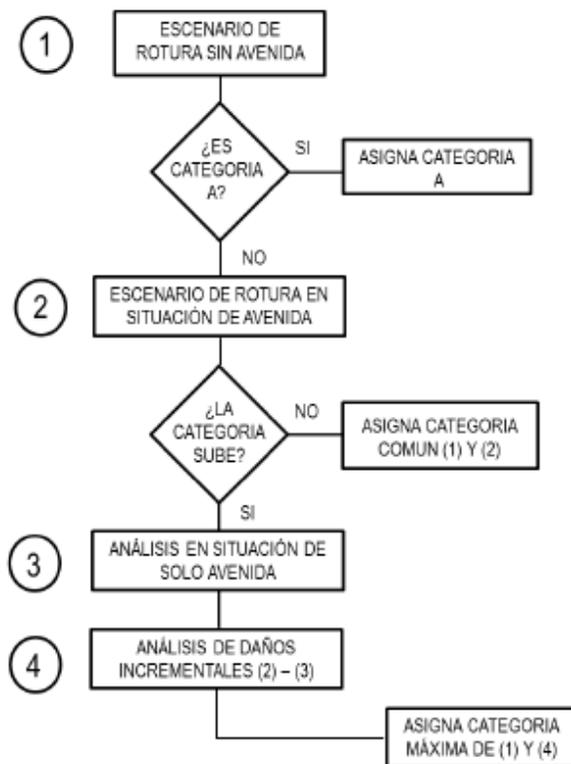
### 3.5 Metodología Para el Análisis de Escenarios de Rotura

La metodología se basa en el análisis de los efectos agua debajo de dos situaciones o supuestos distintos:

- Rotura de la presa, sin coincidencia con ninguna avenida (rotura sin avenida y con el embalse en su máximo nivel normal de explotación).
- Rotura de la presa coincidente con la avenida máxima considerada (rotura en situación de avenida y con el nivel de embalse en coronación).

En función del caso concreto de que se trate, el análisis puede iniciarse bien con la evaluación de riesgos y asignación de categoría correspondiente al escenario de rotura sin avenida (si se prevén daños altos), bien con el caso correspondiente al supuesto de rotura en situación de avenida (Ministerio de Medio Ambiente Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas, 1996).

Figura 3. 1 Proceso de clasificación



Fuente: Ministerio de Medio Ambiente Dirección General Obras Hidráulicas y Calidad de las aguas, 1996.

### **3.6 Métodos Para el Estudio de Inundación Consecuencia de la Rotura de Presa**

Existen diversos métodos para el estudio de la formación y propagación de las ondas de rotura de presas, de las que en este documento se presentan cuatro tipos que, ordenados de mayor a menor complejidad, son los siguientes:

- método completo (modelos hidráulicos completos).
- método simplificado de modelización.
- método mixto hidrológico-hidráulico.
- método simplificado de las curvas envolventes (Reglamento Técnico de Seguridad de Presas, 1996).

Puesto que la finalidad de este trabajo es encontrar el factor de seguridad para la estabilidad de taludes en presas de tierra solo usaremos el método mixto hidrológico-hidráulico que es relativamente sencillo, y genera buenos resultados.

#### **3.6.1 Método mixto hidrológico-hidráulico**

Es este un método simplificado que se basa en la aplicación sucesiva de tres fases: determinación de la onda de rotura, estudio de su propagación y determinación de los niveles de agua correspondientes.

La caudal punta de la onda de rotura se determinará en función del volumen de embalse y de la altura de la presa sobre cimientos, para lo cual puede utilizarse la expresión de Hagen, que en unidades métricas es:

$$Q = K (V \cdot H)^{0.5}$$

donde:

Q = caudal punta de rotura (m<sup>3</sup>/seg).

K = constante (780 para presas bóveda y 550 para los restantes casos).

V = volumen de embalse (Hm<sup>3</sup>).

H = altura de presa sobre cimientos (m).

Se admitirá una forma triangular para el hidrograma. La base del triángulo será tal que el volumen del hidrograma coincida con el volumen total de embalse y la punta se situará centrada en el tiempo.

Alternativamente al procedimiento anterior, podrán utilizarse procedimientos paramétricos que determinen la onda de rotura a partir de las fórmulas hidráulicas de desagüe sobre un aliviadero en pared gruesa en un procedimiento incremental en el tiempo, como puede ser la subrutina incorporada al efecto al programa HEC-1, desarrollado por el U.S. Hydrologic Engineering Center.

### **3.6.2 Tiempos Forma y Dimensiones de la Rotura.**

En las presas de materiales sueltos la rotura es progresiva en el tiempo y con evolución desde formas geométricas iniciales hasta la totalidad de la presa.

En la actualidad existen diversos modelos que simulan el fenómeno de formación y progresión de la brecha, siendo el más empleado el modelo de la progresión lineal, en el que se contemplan diversos parámetros geométricos y temporales, recomendándose que en principio se adopten los siguientes modos de rotura y parámetros:

$$T \text{ (horas)} = 4.8 \cdot V^{0.5} \text{ (Hm}^3\text{)} / h \text{ (m)}$$

Donde:

V: Volumen del embalse

h: altura de la presa

Forma de rotura: Trapecial.

- Profundidad de la brecha: hasta el contacto con el cauce en el pie.
- Ancho medio de la brecha:  $b \text{ (m)} = 20 (V \text{ (Hm}^3\text{)} \times h \text{ (m)})^{0.25}$
- Taludes: 1:1 (H:V).

Sin embargo, en los casos en que existan dudas sobre la clasificación final puede ser conveniente realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros señalados, siendo el juicio ingenieril el que adopte la formulación más adecuada. En general, la forma geométrica de la

brecha es el parámetro menos importante, siendo el ancho final de la brecha y el tiempo de rotura los que pueden dar lugar a variaciones más significativas.

### 3.7 Metodología Para la Estimación del Caudal de Avenida máxima

De acuerdo a la guía técnica Nro. 4 Avenida de Proyecto (Comité Nacional Español de Grandes Presas y el Colegio de Ingenieros de Caminos, Guía Técnica N°4 Avenida de Proyecto, 2015) Una vez clasificadas las presas según su riesgo se recomienda que las avenidas a considerar: avenida de proyecto y avenida extrema sean las correspondientes a los siguientes periodos de retorno.

Tabla 3. 2 Avenidas de proyecto periodo de retorno en años

Categoría de la presa	Avenida de proyecto	Avenida Extrema
A	1000	5000-10000
B	500	1000-5000
C	100	100-500

Fuente: Guía Técnica de Seguridad de presas 4.

En las grandes presas de materiales sueltos, se recomienda seleccionar como avenida extrema el valor correspondiente al límite superior del periodo de retorno.

### 3.8 Metodología para la estimación de parámetros del suelo

Los ensayos de laboratorio de suelos y la metodología que se aplicará son:

- Ensayo de contenido de humedad ASTM D2216-05.
- Ensayo límites de Atterberg ASTM D-4318.
- Ensayo de granulometría vía húmeda - AASHTO T 27-11.
- Ensayo gravedad relativa de los sólidos método del frasco volumétrico - AASHTO T 100.
- Ensayo de compactación AASHTO T 180 - C.

- Ensayo triaxial a compresión consolidado no drenado - ASTM D4767

A continuación, se describe brevemente la metodología para cada uno de estos ensayos:

### **3.8.1 Ensayos de Laboratorio Para la Clasificación del Suelo**

Para obtener la clasificación de los suelos de estudio se hicieron los siguientes ensayos en laboratorio:

#### **3.8.1.1 Ensayo de contenido de humedad ASTM D2216-05:**

Para obtener el contenido de humedad de un suelo se deben realizar los siguientes pasos:

- Pesar 10-20 g de suelo (exactitud 0,01 g) en un recipiente con tapa limpio, seco y pre-pesado.
- Secar el suelo húmedo hasta un peso constante en un horno controlado a  $110 \pm 5$  °C y determinar el peso de agua eliminada

El contenido de humedad será la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas.

#### **3.8.1.2 Ensayo límites de Atterberg ASTM D-4318:**

##### **Límite Líquido:**

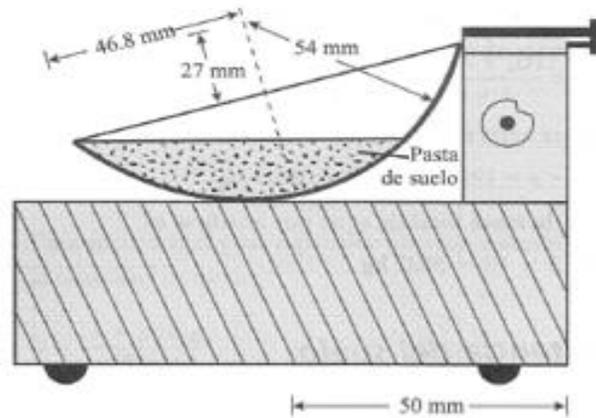
El procedimiento para la prueba del límite líquido se muestra a continuación:

En la figura 3.2 se muestra el dispositivo para determinar el límite líquido, que consiste en una copa de bronce y una base de hule duro. La copa de bronce se deja caer sobre la base por una leva operada por una manivela.

- Se coloca una pasta del material a ensayar en la copa, se corta una ranura en el centro de la pasta de suelo, usando la herramienta de corte estándar.
- Con la leva operada por la manivela, se levanta la copa y se deja caer desde una altura de 10 mm, continuar hasta que el surco se cierre en 1/2” de longitud.

El contenido de agua, en porcentaje requerido para cerrar una distancia de 12.7 mm a lo largo del fondo de la ranura a los 25 golpes se define como el límite líquido.

Figura 3. 2 Máquina de Casagrande ASTM D4318



Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Das, 2015).

### **Límite Plástico:**

El procedimiento para determinar el límite plástico es el siguiente

- Se secciona una porción de 1.5 a 2.0 g de la masa de suelo tomada, con la porción seleccionada, se forma una masa elipsoidal.
- Se rueda la masa de suelo entre la palma de la mano o los dedos y un plato de vidrio esmerilado hasta que su diámetro alcance 3 mm y que los cilindros presenten grietas.
- Se colocan en un recipiente, se tapa el recipiente inmediatamente y posteriormente se determina el contenido de humedad del suelo.

El límite plástico, corresponde al contenido de humedad para el cual un bastoncito de 3 mm, así formado, se rompe en trozos de 0.5 a 1 cm de largo.

### **Índice de Plasticidad:**

Corresponde a la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico del suelo.

### **Ensayo de granulometría vía húmeda AASHTO T 27-11:**

El análisis hidrométrico se basa en el principio de sedimentación de los granos de suelo en el agua, basándose en la ley de Stokes, la cual relaciona la velocidad de una esfera cayendo libremente a través de un fluido con el diámetro de la esfera. El procedimiento a seguir es el siguiente:

- Se usará material que pase el tamiz N° 200 (0.074 mm), a continuación en una balanza con apreciación de 0.01 g se pesan 50 g para suelos con alto contenido de arcilla.
- Después se adiciona al suelo 200 ml de agua destilada y 125 ml de agente defloculante y se satura por un periodo no menor a 18 horas.
- Pasado el tiempo de saturación se remueve la muestra y se transfiere al vaso de agitación, lavando cualquier residuo con agua destilada. Se agita la muestra por un tiempo de 5 min a 10 min.
- Se vierte la solución dispersada en el cilindro graduado de 1000 ml, se agrega agua destilada hasta completar 900 ml.
- Con el disco perforado acoplado a la varilla, se vuelve a dispersar la muestra bajando y subiendo el disco con movimiento rotacional por un tiempo de 1 min.
- Efectuada la operación anterior con la pipeta de agua destilada se limpia el disco perforado dentro del cilindro graduado y se lleva hasta completar 1000 ml.
- Se hacen las lecturas del hidrómetro a 1 y 2 minutos, luego se saca el hidrómetro y se sumerge en otro cilindro graduado lleno de agua destilada, se toma la lectura de suspensión y se mide la temperatura del ensayo.
- Se reinicia el ensayo sumergiendo nuevamente el hidrómetro para realizar las lecturas de: 5, 15 y 30 minutos, 1, 2, 4 y 24 horas. El hidrómetro se sumerge en suspensión, aproximadamente 20 segundos antes de hacer cada una de las lecturas y se mide la temperatura de esta después de hacer cada operación.

El diámetro de las partículas del suelo en mm. Puede ser calculado mediante la siguiente fórmula:

$$D = \left( K \times \frac{L}{T} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 3. 1

Donde:

K: Corrección peso específico por temperatura

L: Profundidad efectiva

T: Tiempo de lecturas del ensayo

El pasante parcial se calculará mediante la siguiente expresión:

$$\% Pp = \frac{(100 \times a) \times (R - Cd + Ct)}{Wo}$$

Ecuación 3. 2

Donde:

a: Valor de coeficiente de corrección para el peso específico

R: Lectura corregida

Cd: Corrección por deflocuolante

Ct: Corrección por temperatura

Wo: Peso del suelo seco

### **Ensayo gravedad relativa de los sólidos método del frasco volumétrico:**

- Para realizar este ensayo se requiere un picnómetro previamente calibrado, con la ayuda de un embudo se vierten las partículas sólidas en el picnómetro asegurándose que ninguna de ellas quede adherida a las paredes del embudo, se agrega un volumen de agua destilada aproximado a un 1/3 del volumen del Picnómetro y se bate en forma circular hasta formar una lechada, la cual debe estar libre de aire o burbujas. Para esto se hace uso de la bomba

de vacío o se lleva la lechada hasta la temperatura de ebullición y se mantiene mínimo dos (2) horas.

- Una vez se haya desaireado la mezcla se llena el picnómetro hasta su línea de aforo. Se recomienda usar una manguera de diámetro pequeño cuyo extremo de salida este ligeramente sumergido en la lechada, con el fin de evitar la aparición de burbujas. Además de lo anterior se debe garantizar que el agua agregada se mantenga libre de turbidez. - Con una aproximación de 0,01 g se registra la masa del picnómetro más mezcla y con una aproximación de 0,1 °C se registra la temperatura de la mezcla dentro del Picnómetro.
- Se transfiere la lechada a un recipiente de masa conocida, lavando las paredes del picnómetro con agua destilada hasta tener la seguridad que la totalidad de los sólidos han sido depositados en el nuevo recipiente, se lleva el recipiente junto con la lechada al horno de secado ( $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$ ) y una vez se tenga masa constante se deja enfriar sin permitir que este absorba humedad del ambiente de secado. - Se registra con una aproximación de 0,1g la masa seca del suelo más recipiente. La masa seca de suelo será  $W_s$ .

El valor de la Gravedad Específica se determina mediante la siguiente ecuación:

$$G_s = \frac{W_s * K}{W_s + W_a - W_b} \quad \text{Ecuación 3. 3}$$

Donde:

$G_s$ : Gravedad Específica.

$W_s$ : Masa del Suelo Seco.

$W_a$ : Masa del Picnómetro lleno de agua a la temperatura de calibración.

$W_b$ : Masa del Picnómetro más mezcla (suelo + agua).

$K$ : Factor de corrección. Coeficiente de temperatura.

### **Ensayo de compactación AASHTO T 180 – C:**

Este método corresponde, al Standard modificado o Proctor Modificado.

- En este método será necesario el uso de un martillo de 4.5 Kilogramos y un molde con altura de caída de 45.7 cm.
- Se coloca el material en cinco partes de aproximadamente igual espesor. Si se emplea el cilindro de cuatro pulgadas se compactará cada capa haciendo caer el martillo 25 veces.
- Una vez compactado el material, se quitará el collar del cilindro, se harán las pesadas necesarias y se determinará el contenido de humedad del suelo compactado.
- Se colocan los valores conseguidos en un gráfico cartesiano donde la abscisa corresponde a la humedad y la ordenada a la densidad seca. Es así posible diseñar una curva suave y conseguir el punto donde se produce un máximo al cual corresponda la densidad seca máxima y la humedad óptima.

### **3.8.1.3 Ensayo de Laboratorio Para Estimar Parámetros de Resistencia del Suelo**

#### **Ensayo triaxial a compresión consolidado no drenado - ASTM D4767**

Este ensayo también denominado ensayo consolidado rápido (R), consta de tres etapas (saturación, consolidación y compresión).

- Primeramente, la probeta es saturada completamente de agua, luego incrementando la presión de cámara es consolidada, esta etapa lleva al suelo a un estado prescrito de volumen y de presión de poros, a partir del cual se pueden medir con exactitud los siguientes cambios de volumen o de presión de poros que ocurrirán durante el ensayo.
- Finalmente, cuando se ha disipado el exceso de presión de poros al valor de la contrapresión original  $\sigma_3$  se cierran las válvulas de drenaje para empezar la compresión, donde la probeta llegará al punto sin drenado. Cuanto mayor sea la presión de cámara  $\sigma_3$  mayor será el esfuerzo desviador necesario para producir la falla.

- La duración de la etapa de consolidación depende al tipo de suelo y al tamaño de la probeta, en algunos casos esta etapa puede durar hasta 48 horas; mientras que la etapa de compresión puede durar de 10 minutos hasta 2 horas.

El objetivo del ensayo es determinar los parámetros efectivos  $c'$  y  $\Phi'$ , ya que estos gobiernan la resistencia al corte del suelo y determinar también algunas características respecto al cambio de volumen y rigidez del suelo. Para dibujar el círculo de esfuerzos de Mohr que condicionará la envolvente de falla deben determinarse los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , para lo cual se recolectan periódicamente los valores de los deformímetros que controlan el anillo de carga y la deformación vertical (DL) de la probeta durante la compresión y también la presión poros en la probeta.

### **3.9 Metodología de Aplicación del Software Slide 6.0**

La metodología y el uso de este software esta descrita en el capítulo 5.3 Análisis de Estabilidad de Taludes con el Software Slide.

# **CAPÍTULO 4 DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN**

## CAPÍTULO 4. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

### 4.1 Selección de las Presas de Estudio

Para poder realizar una clasificación en función del riesgo potencial de rotura y posteriormente conocer los factores de seguridad mínimos para cada situación de trabajo es necesario que las presas de estudio sean consideradas presas grandes.

En la siguiente tabla se muestran la clasificación de las presas construidas por el PERTT en función de la altura máxima desde el nivel de fundación.

Tabla 4. 1 Clasificación de presas construidas por el PERTT en función de su tamaño

Nombre de presa	Tipo de presa	Material de construcción	Altura máxima desde lecho del río	Altura máxima desde nivel fundación
La Trinchera	Zonificado de material homogéneo	Material Arcilloso aguas arriba con espaldón de material granular aguas abajo	27	29,5
La Hondura	Material granular con núcleo central	Material Granular en los Espaldones con Núcleo Central de Material Arcilloso	23,7	25,7
El Mollar las Barrancas	Material homogéneo	Arcilla	21,5	24,5
Casa Vieja	Material granular con núcleo Central	Material Granular en los Espaldones con Núcleo Central de Material Arcilloso	19,6	20,6
Vuelta de Tiros	Presa de hormigón	H° C°	17,66	19,7
Chilcayito	Material homogéneo	Arcilla	17	18,5
Quebrada El Tunal	Material homogéneo	Arcilla	16,5	18
La Tipa Yesera	Material homogéneo	Arcilla	15	19,2

Gran Poza	Material homogéneo	Arcilla	15	16,5
Peña Colorada	Material homogéneo	Arcilla	14,3	17,15
El angosto	Presa de hormigón	H° C°	14,3	15,3
La Colpana	Material homogéneo	Arcilla	14	16,7
La Palca	Material homogéneo	Arcilla	13,6	14,3
El Churquial	Material homogéneo	Arcilla	12,7	13,5
La Escuela	Material homogéneo	Arcilla	12,4	15,1
Calderillas	Material homogéneo	Arcilla	11,7	14
La Jarca	Material homogéneo	Arcilla	11,7	14
La Abrita	Material homogéneo	Arcilla	11,3	13,3
Las Lomitas	Material homogéneo	Arcilla	11,23	12,5
Callotical	Material homogéneo	Arcilla	11,15	13,15
Tacuara	Material zonificado	Material granular aguas abajo y aguas arriba y arcilloso en el núcleo	11	14
Los chorros	Material homogéneo	Arcilla	11	12,5
Ulupica	Material homogéneo	Arcilla	10,2	13
La Tipa Turumayu	Material homogéneo	Arcilla	10	12,5
Tres Cruces	Material homogéneo	Arcilla	9,5	10,34
La Cruz	Material homogéneo	Arcilla	9,4	10,5

Cementerio	Material homogéneo	Arcilla	9	11,7
Corralito	Material homogéneo	Arcilla	9	10,5
Poza Brava	Material homogéneo	Arcilla	8,9	10,9
Viscachayu	Material zonificado	Material granular aguas abajo y material arcilloso aguas arriba	8,8	10,5
Las Rositas	Material homogéneo	Arcilla	8,6	10,6
Peña Alta	Material homogéneo	Arcilla	8,5	10,5
La Fiera	Material homogéneo	Arcilla	8	11
El Colectivo	Material homogéneo	Arcilla	7,7	9,2
Buen Día	Material homogéneo	Arcilla	6,1	8,5

Fuente: Elaboración propia (con apoyo del inventario de presas del PERTT)

A partir de esta tabla se seleccionó aquellas presas que cumplen con los parámetros exigidos por la SPANCOLD los cuales fueron desarrollados en el acápite 3.3 Metodología para la selección de las presas de estudio:

En primer lugar, se indica cuáles estructuras reciben la denotación de “Grandes Presas”, siendo que estas cumplan con al menos una de las condiciones siguientes:

Altura superior a 15 metros medida desde la parte más baja de la cimentación hasta la coronación.

Altura comprendida entre 10 y 15 metros siempre que cumplan con alguna de las siguientes características: Longitud de coronación mayor de 500 metros; Capacidad de embalse superior a un hectómetro cúbico; Capacidad de desagüe superior a 2,000 m<sup>3</sup>/s.

De esta manera se seleccionó las siguientes:

Tabla 4. 2 Presas seleccionadas para realizar el estudio

Nombre de presa	Tipo de presa	Material de construcción	Altura máx. desde el lecho del río	Altura máxima desde el nivel de fundación
La Tipa Yesera	Material homogéneo	Arcilla	15 m	19.2 m
La Colpana	Material homogéneo	Arcilla	14 m	16.7 m
La Escuela	Material homogéneo	Arcilla	12.4 m	15.1 m

Fuente: Elaboración propia

En Bolivia existe una clasificación de acuerdo a la magnitud de las presas hecho por el inventario nacional de presas basadas en ICOLD (International Comisión of Large Dams) que se presenta en el siguiente cuadro:

Tabla 4. 3 Clasificación de las presas por su magnitud

	Pequeña	Mediana	Grande
Altura de cortina	< 10 m	10-15 m	> 15 m
Longitud de corona	< 1000 m	< 500 m	> 500 m
Capacidad de embalse	< 0.5 Millón m <sup>3</sup>	< 1 Millón m <sup>3</sup>	> 1 Millón m <sup>3</sup>

Fuente: Inventario Nacional de presas en base a ICOLD.

A continuación, se muestra una comparación entre la clasificación por tamaño de la SPANCOLD y la clasificación por magnitud del inventario nacional de presas:

Tabla 4. 4 Clasificación de presas por su magnitud

Nombre de presa	Según SPANCOLD	Según el inventario nacional de presas		
		Altura de cortina	Longitud corona	Capacidad de embalse
La Tipa Yesera	Presa Grande	Presa Grande	Presa Mediana	Presa Pequeña
La Colpana	Presa Grande	Presa Grande	Presa Mediana	Presa Pequeña
La Escuela	Presa Grande	Presa Grande	Presa Pequeña	Presa Pequeña

Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que, según la clasificación de presas en función de su magnitud, hecho por el inventario nacional de presas de nuestro país las presas que estamos analizando no serían denominadas grandes, de todas maneras, en este estudio se está usando la normativa SPANCOLD con la cual, si podemos considerar como presas grandes a las presas que se está estudiando, de todas maneras, esta comparación es simplemente de carácter ilustrativo.

#### 4.2 Reconocimiento de las Presas

Se hizo una visita de campo junto al personal del PERTT, para verificar el funcionamiento de las presas, también reconocer las vías de comunicación, como carreteras y vías de acceso, a continuación, se hará una breve descripción de cada una de las presas de estudio:

#### 4.3 Descripción de las Presas de Estudio

Presa Las Tipas Yesera: es una presa de materiales sueltos homogénea, construida en el cauce de la quebrada La Tipa en la comunidad de Yesera Centro, provincia Cercado, Tarija. Fue construida por el PERTT por la modalidad de administración directa, la construcción dio inicio el 02 de febrero de 2007 y concluyó el 25 de octubre de 2007, haciendo un total de 265 días calendario de periodo total de construcción, su embalse tiene una capacidad de albergar 0.32 hectómetros cúbicos de agua. La presa en la actualidad se encuentra en funcionamiento,

los beneficiarios se encuentran aprovechando el agua almacenada, y los peces de la variedad carpa que se sembraron que aumenta su sistema alimenticio.

Presa Colpana: es una presa de materiales sueltos homogénea, construida en el cauce de la quebrada Colpana en la comunidad de Yesera Centro, provincia Cercado, Tarija. Fue construida por el PERTT la construcción inicio el 5 de junio de 2006 y concluyó el 2 de octubre de 2006, haciendo un total de 119 días calendario de periodo total de construcción, su embalse tiene una capacidad útil de 0.67 hectómetros cúbicos de agua, La presa en la actualidad se encuentra en funcionamiento, los beneficiarios se encuentran aprovechando el agua almacenada, y se cultivaron peces de la variedad carpa.

Presa La Escuela: es una presa de tierra homogénea, construida en el cauce de la quebrada Pajchani que se encuentra cerca a el municipio de San Lorenzo, provincia Méndez. Fue construida por el PERTT del 24 de abril al 24 de noviembre del 2006, haciendo un total de 214 días calendario de periodo de construcción, tiene una capacidad útil de 0.05 hectómetros cúbicos de agua, en la actualidad la presa se encuentra en funcionamiento, los beneficiarios se encuentran aprovechando el agua almacenada, y se cultivaron peces de la variedad carpa.

#### 4.4 Recopilación de Información de las Presas de Estudio

En la siguiente tabla, se muestra la información con la que cuentan las presas de estudio, que institución las realizo y que información se va generar en el presente trabajo:

Tabla 4. 5 Información de las presas de estudio

Parte de la presa	Cuerpo	Fundación	Institución
Parámetros geométricos	Cuenta con Información	Cuenta con Información	PERTT
Clasificación de Suelos	Se debe realizar estudios	Cuenta con Información	PERTT
Parámetros de resistencia de los suelos	Se debe realizar estudios	Cuenta con Información	PERTT
Permeabilidad (m/s)	Se debe realizar estudios	Cuenta con Información	PERTT

Fuente: Elaboración propia en base a información proporcionada por el PERTT.

La información de parámetros geométricos se encuentra en las fichas de registro de las presas de estudio Anexo 1 el cual fue realizado por el PERTT de donde se obtuvo aspectos importantes para realizar la modelación en el software como son: geometría, volumen de almacenamiento, niveles de agua y fundación.

Con relación a los estudios de suelos del cuerpo y fundación de las presas solo se obtuvo información del estudio de suelos de la fundación de las presas, por consiguiente, se debe de realizar ensayos de clasificación, obtención de parámetros de resistencia y permeabilidad del cuerpo de las presas, los cuales se realizarán en el laboratorio de suelos de la misma institución.

#### **4.5 Estimación de Parámetros de Suelos para el cuerpo de la presa**

Los parámetros geotécnicos necesarios para la modelación de análisis de estabilidad de taludes por métodos de equilibrio son:

- **Peso Específico:** mediante este parámetro conoceremos la fuerza actuante que ejerce la masa del suelo y es contraria a las fuerzas resistentes en el círculo de falla que se analizará posteriormente.
- **Parámetros de Resistencia al corte del material (criterios de Coulomb)** cohesión y ángulo de fricción del suelo ya que de estos parámetros dependerá el valor de la fuerza resistente al deslizamiento.
- **La permeabilidad de los suelos** es un parámetro importante ya que de ello dependerá la red de flujo bajo el cual el material es saturado generando presiones de poro contrarias a la estabilidad del talud.

También será necesario conocer el tipo de suelo del cual se componen las presas de estudio, para tener alguna referencia de los valores de permeabilidad, resistencia al corte y peso específico realizadas en investigaciones similares con el mismo tipo de suelo.

El procedimiento realizado desde la determinación de puntos de muestreo hasta la obtención de resultados se muestra a continuación:

#### **4.5.1 Determinación de Puntos de Muestreo**

La determinación de los puntos de donde se sacó la muestra de suelo fue definida el responsable del laboratorio de suelos del PERTT bajo dos criterios:

- Las presas de estudio son de material homogéneo por lo cual las muestras serán consideradas representativa para toda la presa.
- Se debe resguardar la integridad de las presas de estudio y no extraer muestras de lugares que puedan dañar la misma.

Bajo estos criterios se tomaron en cuenta tres puntos de extracción en el talud aguas arriba de la presa: izquierda, centro y derecha respectivamente.

No se permitió tomar muestras de la fundación de las presas por considerar un riesgo a la integridad de las mismas, estos parámetros serán otorgados por el laboratorio de suelos del PERTT bajo estudios que se hicieron en presas similares y cercanas a las presas de estudio.

#### **4.5.2 Toma de Muestras**

Para la extracción de muestras se realizó una pequeña perforación en el cuerpo de la presa hasta una profundidad de 30 cm desde donde se extrajo el material utilizado para la muestra de suelo, se extrajo una muestra aproximada de 45 kg de suelo por cada presa, la cual será suficiente para realizar los diferentes ensayos requeridos.

#### **4.5.3 Envío de Muestras al Laboratorio**

Para el envío de las muestras al laboratorio estas debían mantener el nivel de humedad in situ por lo cual se las envolvió en nylon para que no sufra alteraciones en sus composiciones y se las transporto por vía terrestre en un automóvil.

#### 4.5.4 Ensayos de Laboratorio de Suelos

Los ensayos de laboratorio para conocer el tipo de suelo, peso específico, cohesión y ángulo de fricción de las muestras del cuerpo de las presas de estudio se realizaron de acuerdo a la metodología descrita en el capítulo 3.8 Metodología para la estimación de parámetros del suelo.

NOTA: Para conocer el valor de la permeabilidad de un suelo fino se usa el ensayo de prueba de carga variable que aún no está normado, además al tratarse de suelos muy finos el flujo de agua que los atraviesa es demasiado pequeño lo cual no permite hacer mediciones precisas. Por lo cual en este estudio se adoptarán valores de permeabilidad del mismo tipo de suelo analizados en la ponencia Ensayos de Permeabilidad en Materiales de Baja Permeabilidad Compactados (Alarcon Barcena, 1999) de Lima Perú.

#### 4.5.5 Resultados de Laboratorio.

Los resultados de clasificación de suelos obtenidos para el cuerpo de la presa y recopilados por el PERTT para la fundación son:

Tabla 4. 6 Clasificación de suelo del cuerpo de la presa

	Thipas		Colpana		Escuela	
	Cuerpo	Fundación	Cuerpo	Fundación	Cuerpo	Fundación
AASHTO :	A - 6 (12)	A-4	A - 6 (14)	A - 6	A - 6 (8)	A - 6
USCS :	CL	CL	CL	CL	CL	CL

Fuente: Elaboración propia en base a ensayos de laboratorio de suelo

Una descripción de este tipo de suelos según AASTHO: son suelos que contienen partículas finas limosas y arcillas con un límite líquido bajo. Según USCS los suelos con clasificación CL son Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media.

Para la obtención del coeficiente de permeabilidad se adoptará valores del mismo tipo de suelo analizados en la ponencia Ensayos de Permeabilidad en Materiales de Baja Permeabilidad Compactados (Alarcon Barcena, 1999) Lima Perú.

Tabla 4. 7 Permeabilidad en Materiales de Baja Permeabilidad Compactados

Tipo de Explorac.	N° Explorac.	Prof. (m)	Ensayos Estándar							Ensayos Especiales		
			Granulometría		Humedad	Límite	Límite	Límite	Clasificación	Permeabilidad	Máxima	Óptimo
			% que pasa			Líquido	Plástico	Contracción	S.U.C.S.	Pared Rígida	Densidad	Contenido
			Tamizado								Seca	Humedad
			4.75 mm	0.075 mm								
			N° 4	N° 200	W	LL	LP	LC		K	M.D.S.	O.C.H.
			%	%	%	%	%	%		m/s	gr/cc	%
Calicata	CP-4	---	46.34	27.13	7.77	33.80	20.67	20.71	GC	$2.7 \cdot 10^{-7}$	1.92	13.40
Calicata	CP-5	0.20-4.00	82.07	50.11	9.77	25.36	13.31	16.70	CL	$1.2 \cdot 10^{-7}$	1.94	13.07
Calicata	CP-6	0.10-4.00	51.13	21.36	3.65	23.51	11.45	15.75	GC	$4.6 \cdot 10^{-7}$	2.13	9.20
Calicata	CP-7	---	65.03	33.76	6.93	24.14	11.95	16.65	GC	$2.3 \cdot 10^{-7}$	2.09	9.25
Calicata	CP-9	---	66.69	38.77	8.53	26.20	12.40	17.45	GC	$4.3 \cdot 10^{-7}$	2.02	11.10

Fuente: (Alarcon Barcena, 1999)

De esta manera para un suelo tipo Cl tenemos una permeabilidad de  $1.2 \cdot 10^{-7}$  cm/s

Los resultados de los ensayos de laboratorio: peso específico, ángulo de fricción, cohesión y coeficiente de permeabilidad del cuerpo de la presa y los entregados por el PERTT para la fundación de las presas son:

Tabla 4. 8 Parámetros mecánicos y permeabilidad de las presas de estudio

Presas	Tipas		Colpana		La Escuela	
	Cuerpo	Fundación	Cuerpo	Fundación	Cuerpo	Fundación
Parámetros						
Peso Específico KN/m <sup>3</sup>	26.14	27.73	26.4	27.54	27.05	27.4
Ángulo de Fricción (°)	23.6	23.6	23.4	24.2	23.8	22.9
Cohesión (Kpa)	15	15.1	15.4	15.1	15.5	15.2
Permeabilidad (m/s)	$1.2 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-7}$	$1.2 \cdot 10^{-7}$	$1.4 \cdot 10^{-7}$	$1.2 \cdot 10^{-7}$	$1.3 \cdot 10^{-7}$

Fuente: Elaboración propia en base a ensayos de laboratorio e información cedida por el PERTT

#### 4.5.6 Análisis de datos

En esta sección se hará una comparación entre los resultados de laboratorio obtenidos, y algunos rangos de los mismos descritos en el software Geo 5, que es un programa que mediante los parámetros de clasificación de un suelo, estima parámetros de resistencia del mismo, también se usó el libro Diseño de pequeñas presas (Bureau of Reclamation, 1965) que en su apartado Características Ingenieriles de los distintos grupos de suelos nos muestra valores de parámetros de resistencia en función de la clasificación de Suelo (USCS), por último también se extrajo parámetros de resistencia y permeabilidad de un suelo del libro Fundamentos de ingeniería geotécnica (Das, 2015)

Tabla 4. 9 Análisis de datos presa Las Tipas

Parámetros	Cuerpo	Fundación	Software Geo5	Fundamentos de ingeniería geotécnica (Das, 2015)	Diseño de pequeñas presas (Bureau of Reclamation, 1965)
Tipo de Suelo	CL	CL	CL	Arcilla	CI
Peso Específico KN/m <sup>3</sup>	26.14	27.73	21	27-28	25.71-25.9
Ángulo de Fricción (°)	23.6	23.6	17-21		8-33.8
Cohesión (Kpa)	15	15.1	8-16		7.24-16.73
Permeabilidad (m/s)	1.2x10 <sup>-7</sup>	2x10 <sup>-7</sup>	-	< 10 <sup>-7</sup>	1 x10 <sup>-5</sup> -1 x10 <sup>-8</sup>

Fuente: Elaboración propia en base a bibliografía especificada

Analizando la tabla 4.8 se puede observar que: el peso específico obtenido en laboratorio es mayor al peso específico dado por el software Geo 5, pero está dentro de los rangos de las restantes bibliografías, el ángulo de fricción también es superior al que nos da el software geo 5 pero está dentro del rango del libro de Bureau of Reclamation, 1965, los resultados de la cohesión y permeabilidad se encuentran dentro de los rangos de la bibliografía.

Tabla 4. 10 Análisis de datos presa Colpana

Parámetros	Cuerpo	Fundación	Software Geo5	Fundamentos de ingeniería geotécnica (Das, 2015)	Diseño de pequeñas presas (Bureau of Reclamation, 1965)
Tipo de Suelo	CL	CL	CL	Arcilla	Cl
Peso Específico KN/m <sup>3</sup>	26.4	27.54	21	27-28	25.71-25.9
Ángulo de Fricción (°)	23.4	24.2	17-21		8-33.8
Cohesión (Kpa)	15.4	15.1	8-16		7.24-16.73
Permeabilidad (m/s)	1.2x10 <sup>-7</sup>	1.4x10 <sup>-7</sup>	-	< 10 <sup>-7</sup>	1 x10 <sup>-5</sup> -1 x10 <sup>-8</sup>

Fuente: Elaboración propia en base a bibliografía especificada

Analizando la tabla 4.9 se observa que: el peso específico de laboratorio está dentro de los rangos de las bibliografías consultadas, pero no del software geo 5, de igual manera el ángulo de fricción está dentro del rango del libro de Bureau of Reclamation, 1965, los resultados de la cohesión y permeabilidad están dentro de los rangos de las bibliografías consultadas.

Tabla 4. 11 Análisis de datos presa Las Escuela

Parámetros	Cuerpo	Fundación	Software Geo5	Fundamentos de ingeniería geotécnica (Das, 2015)	Diseño de pequeñas presas (Bureau of Reclamation, 1965)
Tipo de Suelo	CL	CL	CL	Arcilla Inorgánica	Cl
Peso Específico KN/m <sup>3</sup>	27.05	27.4	21	27-28	25.71-25.9
Ángulo de Fricción (°)	23.8	22.9	17-21		8-33.8
Cohesión (Kpa)	15.5	15.2	8-16		7.24-16.73
Permeabilidad (m/s)	1.2x10 <sup>-7</sup>	1.3x10 <sup>-7</sup>	-	< 10 <sup>-7</sup>	1 x10 <sup>-5</sup> -1 x10 <sup>-8</sup>

Fuente: Elaboración propia en base a bibliografía especificada

Analizando la tabla 4.10 se puede observar que: el peso específico obtenido en laboratorio está en los rangos de los libros de Fundamentos de ingeniería y Diseño de pequeñas presas, pero es mayor al dado por el software geo 5, el ángulo de fricción está dentro del rango del libro de Bureau of Reclamation, 1965, los resultados de la cohesión y permeabilidad se encuentran dentro de los rangos de la bibliografías consultadas.

A continuación haremos algunas observaciones sobre los resultados obtenidos

Al revisar la tabla 4.7 se puede advertir la cercanía de valores en los parámetros mecánicos del suelo entre las presas Tipas y Colpana esto se debe a que estas presas se encuentran cerca una de otra dentro de la misma comunidad (Yesera) y existe una mayor diferencia con respecto a la presa La Escuela ya que esta se encuentra cerca al municipio de San Lorenzo.

La permeabilidad según el libro proyecto de pequeñas presas; los suelos con permeabilidad menor de  $1 \times 10^{-6}$  cm/s, se consideran como impermeables y los de permeabilidad mayor a  $1 \times 10^{-4}$  cm/s como permeables. Estos valores, sin embargo no son absolutos en lo que al proyecto de presas se refiere. (Bureau of Reclamation, 1965)

En este análisis de datos podemos afirmar que nuestros datos no son lejanos de parámetros del mismo tipo de suelo realizados en otros estudios, por lo cual se considera que podemos continuar hacia la modelación de nuestras presas usando estos parámetros.

#### **4.6 Aplicación del Software**

Una descripción pormenorizada de la aplicación del software SI v 6.0 se realizó en el acápite 5.3 análisis de estabilidad de taludes con el software Slide.

## **CAPÍTULO 5    APLICACIÓN PRÁCTICA**

## CAPÍTULO 5. APLICACIÓN PRÁCTICA

### 5.1 Clasificación de las Presas de Estudio en Función del Riesgo Potencial

Se aplicará el protocolo definido en el acápite 3.5, a los casos de estudio:

- Presa La Tipa Yesera
- Presa Colpana
- Presa La escuela

Para el análisis de riesgo potencial de rotura de las presas de estudio, se realizó un modelo de inundación, para determinar el caudal de inundación, se usó el método hidrológico-hidráulico.

#### 5.1.1 Caudal Punta de la Onda de Rotura

La ecuación que define este método es la siguiente.

$$Q = K \cdot (V \times H)^{0.5}$$

donde:

Q = caudal punta de rotura (m<sup>3</sup>/seg)

K = constante (780 para presas bóveda y 550 para los restantes casos)

V = volumen de embalse (Hm<sup>3</sup>)

H = altura de presa sobre cimientos (m)

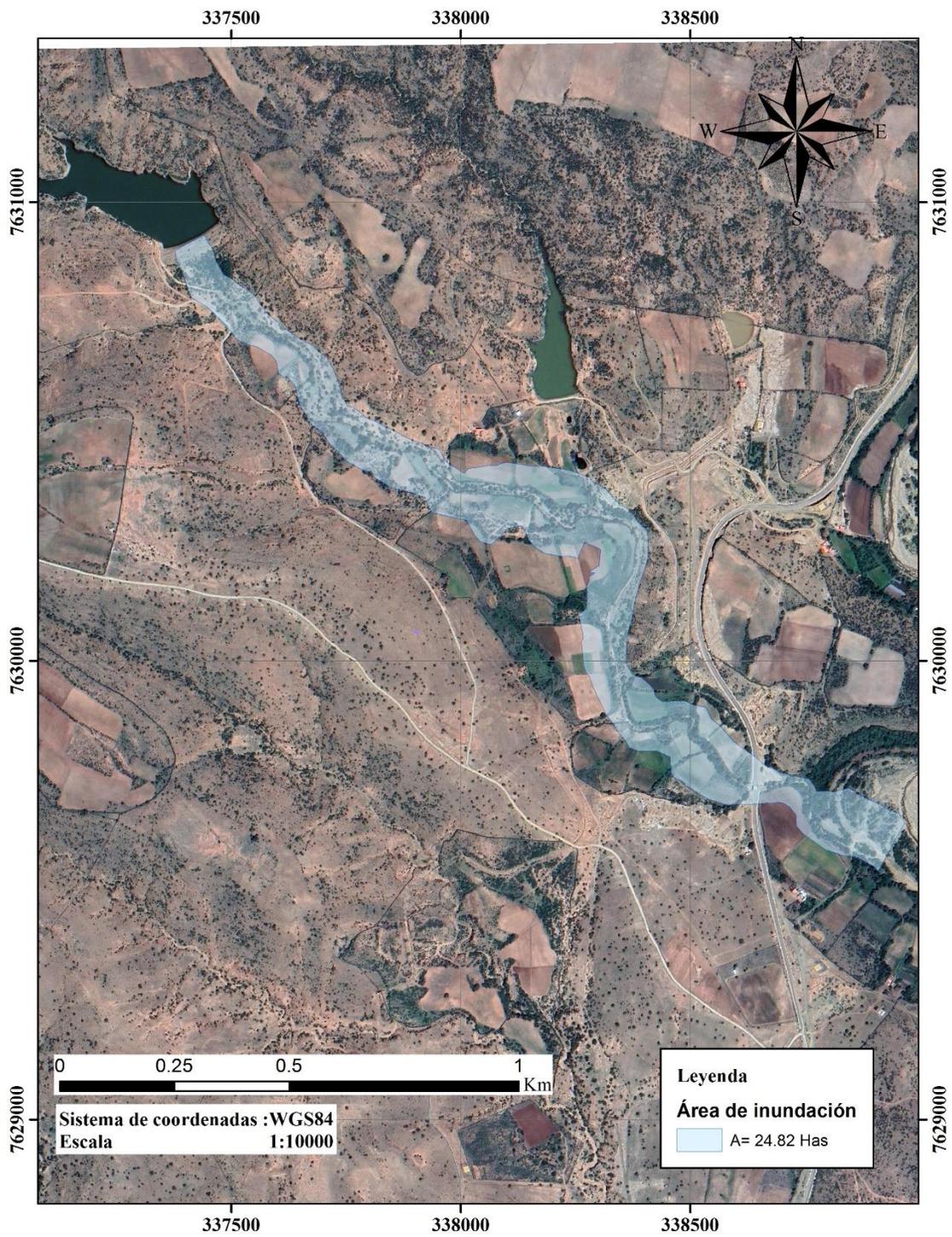
Tabla 5. 1 Caudal punta de onda de rotura presas de estudio

Presa	Datos			Caudal (m3/s)
	K	V (Hm3)	H (m)	
Las Tipas	550	0.27	15	1098.35
Colpana	550	0.09	14	603.62
La Escuela	550	0.06	12.68	476.49

Fuente: Elaboración Propia

Posteriormente aplicando sistemas de información geográfica en base a un modelo digital de terreno y Hec Geo RAS, se determinó el área de inundación por rotura de presa. (Anexo 4) cuyos resultados se muestran a continuación:

Mapa 5. 1 Mapa inundación por rotura de presas, presa Las Tipas



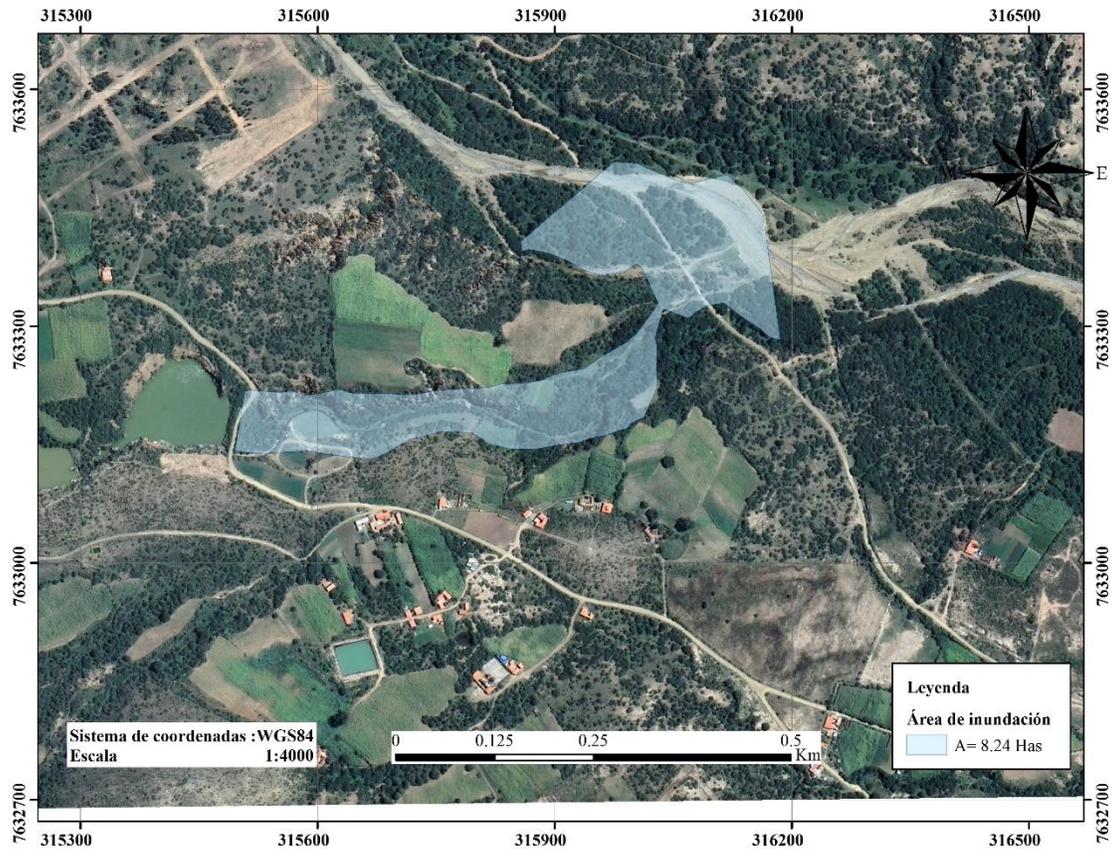
Fuente: Elaboración Propia con apoyo de ArcMap 10.3 y HEC-RAS 4.1.0

Mapa 5. 2 Mapa inundación por rotura de presa, presa Colpana



Fuente: Elaboración Propia con apoyo de ArcMap 10.3 y HEC-RAS 4.1.0

Mapa 5. 3 Mapa inundación por rotura de presa, presa La Escuela



Fuente: Elaboración Propia con apoyo de ArcMap 10.3 y HEC-RAS 4.1.0

Se debe de tomar en cuenta que para los casos de estudio la longitud de inundación es aquella que nos permite drenar estas aguas hasta un afluente mayor que pueda contener estas aguas.

Posteriormente una vez definidas las áreas de inundación por una posible rotura de presas se procede a identificar el área afectada y el riesgo de afecciones aguas abajo.

Luego se usó el formulario de clasificación de presas en función del riesgo potencial, apoyado en el documento: “Evaluación de funcionalidad y riesgo presa vuelta de tiro” (Arce Perales Joaquin, 2014) en el cual se definen los criterios básicos para la valoración de afecciones por rotura de presas (Anexo 4 Clasificación en función del riesgo potencial).

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de la clasificación en función del riesgo potencial para cada una de las presas de estudio:

### 5.1.2 Resultados de Clasificación de las Presas de Estudio

Tabla 5. 2 Resultados de Clasificación Presas de Estudio

	Categoría
Presa Las Tipas	C
Presa Colpana	C
Presa La Escuela	C

Fuente: Elaboración propia apoyado en: formulario de clasificación de la presa en función del riesgo potencial Arce Perales Joaquin, 2014.

## 5.2 Situaciones de Proyecto

De las situaciones descritas en el Capítulo 2.1, las situaciones que se consideran relevantes para la elaboración de este estudio son:

- Situaciones Normales: las situaciones normales consideradas son: situación sin presión hidrostática (N1) y embalse lleno a nivel normal (N2).
- Situaciones Accidentales: Dentro del estudio de situaciones accidentales, se consideran las situaciones: Fin de construcción + Sismo (A2) y Nivel de aguas normales + Sismo (A5).
- Situaciones Extremas: En esta situación se estudia la presa al Nivel Avenida Extrema (E1).

Para poder definir estas situaciones de proyecto es preciso determinar los siguientes elementos:

### 5.2.1 Geometría de la Presa

A continuación, se muestran los parámetros geométricos de las presas, de acuerdo dimensiones estipuladas en las fichas técnicas facilitadas por el P.E.R.T.T. (Anexo 1)

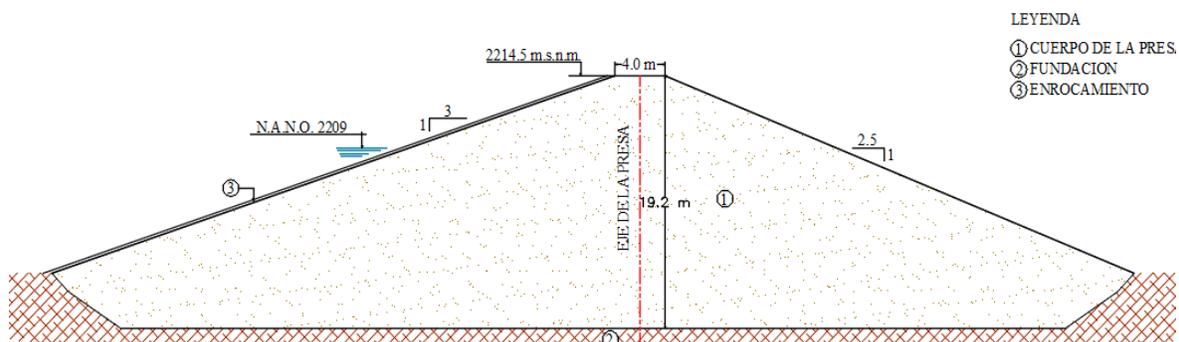
Tabla 5. 3 Parámetros geométricos de las presas de estudio

	Tipas	Colpana	La Escuela	Unidades
Nivel de aguas normales (N.A.N.)	2209	2174.5	2092.4	m.s.n.m.
Nivel mínimo de embalse	2199.5	2162.5	2082.22	m.s.n.m.
Cota de coronamiento (presa)	2214.5	2214.5	2094.9	m.s.n.m.
Longitud de coronamiento	153.35	100.6	68.53	m
Ancho de coronamiento	4	4	12.4	m
Altura máxima (nivel del lecho de río)	15	14	12.4	m
Altura máxima (nivel de fundación)	19.2	16.7	15.1	m
Talud aguas arriba (H:V)	1: 3	1: 3	1: 3	adimensional
Talud aguas abajo (H:V)	1: 2.5	1: 2.5	1: 2.5	adimensional

Fuente: Elaboración propia con apoyo fichas técnicas P.E.R.T.T.

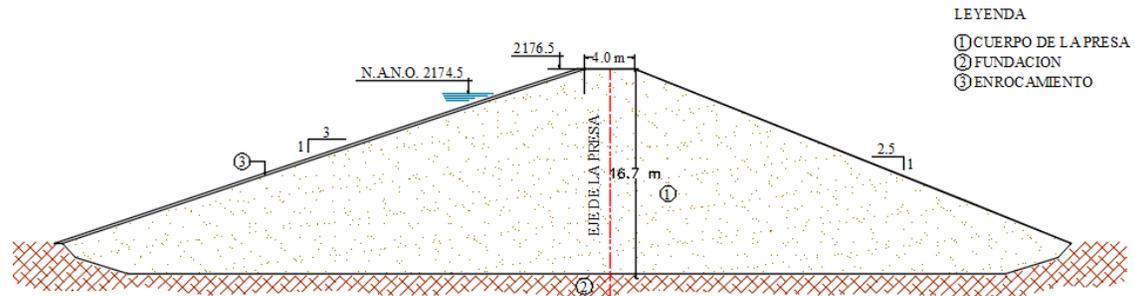
De acuerdo a estos datos se realizó la representación geométrica de las presas de estudio:

Figura 5. 1 Geometría de la presa Las Tipas a introducir en el software informático



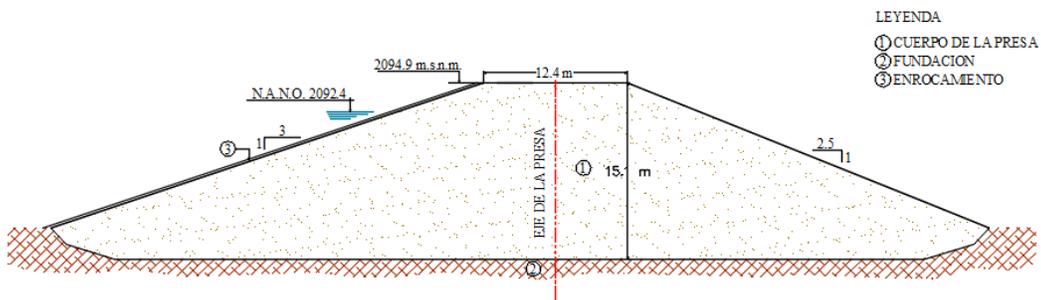
Fuente: Elaboración propia con apoyo fichas técnicas P.E.R.T.T.

Figura 5. 2 Geometría de la presa Colpana a introducir en el software informático



Fuente: Elaboración propia con apoyo fichas técnicas P.E.R.T.T.

Figura 5. 3 Geometría de la presa La Escuela a introducir en el software informático



Fuente: Elaboración propia con apoyo fichas técnicas P.E.R.T.T.

### 5.2.2 Materiales

Las características geotécnicas de los materiales que conforman las presas de estudio fueron determinadas a partir de ensayos de laboratorio de suelos (Anexo 2), a continuación, se muestran los parámetros geotécnicos más relevantes para la modelación:

Tabla 5. 4 Parámetros mecánicos presa de estudio

Presa	Tipas		Colpana		La Escuela	
	Cuerpo	Fundación	Cuerpo	Fundación	Cuerpo	Fundación
Peso Específico KN/m <sup>3</sup>	26.14	27.73	26.4	27.54	27.05	27.4
Angulo de Fricción (°)	23.6	23.6	23.4	24.2	23.8	22.9
Cohesión (Kpa)	15	15.1	15.4	15.1	15.5	15.2
Permeabilidad (m/s)	1.2x10 <sup>-7</sup>	2x10 <sup>-7</sup>	1.2x10 <sup>-7</sup>	1.4x10 <sup>-7</sup>	1.2x10 <sup>-7</sup>	1.3x10 <sup>-7</sup>

Fuente: Elaboración propia en base a ensayos de laboratorio de suelo

### 5.2.3 Acciones a Considerar

Las acciones que deben considerarse en el proceso de verificación de estabilidad de taludes en presas de tierra son las debidas al peso propio (acción gravitatoria), empuje de agua del embalse, efecto del viento y efecto de sismo.

#### 5.2.3.1 Presión Hidrostática

La presión hidrostática corresponde al nivel de agua existente en las presas de estudio, pudiendo ser niveles de aguas normales ordinarias que corresponden a la presión introducida en el paramento de aguas arriba hasta el nivel del vertedero y los niveles de aguas extremas en el que se estudia la presa a Nivel de Avenida Extrema (E1).

#### 5.2.3.2 Consideraciones Sísmicas

Las recomendaciones relativas al cálculo de la acción sísmica en presas, quedan recogidas en la (Guía Técnica N° 3 Estudios Geológico Geotécnicos y de Prospección de Materiales, 2015) de la Normativa SPANCOLD, en el que adopta el “mapa de peligrosidad sísmica” de la Normativa española sismo resistente vigente, donde se representan las curvas de isoaceleración del terreno también en Bolivia existe un mapa similar (Mapa 5.4) el cual usaremos para el presente estudio.

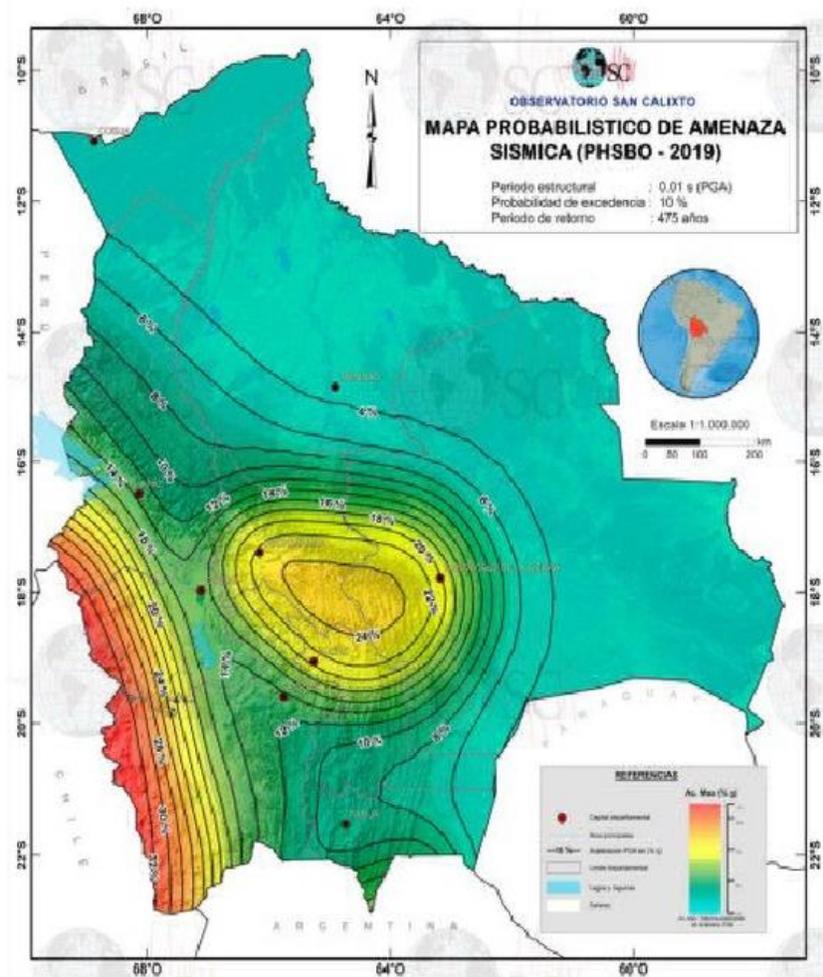
Además, la mencionada Guía Técnica española permite, en determinados casos (todas las presas de categoría C y aquellas presas de superior categoría situadas en zonas de sismicidad moderada), la utilización de métodos pseudoestáticos de cálculo, en los que la acción sísmica se representa por unas fuerzas máxicas, con unos “coeficientes pseudoestáticos de cálculo” ( $K_h$ ,  $K_v$ ) de:

$$K_h = \beta \cdot a_c$$

$$K_v = \delta \cdot K_h$$

El coeficiente “ $\beta$ ”, en general y salvo análisis más detallado, puede suponerse igual al valor siguiente  $\beta = 1/2$  (presas de materiales sueltos). En relación al factor adimensional  $\delta$ , según la Guía Técnica española mencionada, suele admitirse igual a:  $\delta = 1/2$  (todos los casos).

Mapa 5. 4 Mapa de zonificación sísmica Bolivia según observatorio de San Calixto



Fuente: Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia

De acuerdo al mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia y la normativa SPANCOLD los coeficientes pseudoestáticos para el estudio de presas será:

$$K_h = \beta \cdot a_c = 0.5 \cdot 0.9 \rightarrow K_h = 0.045$$

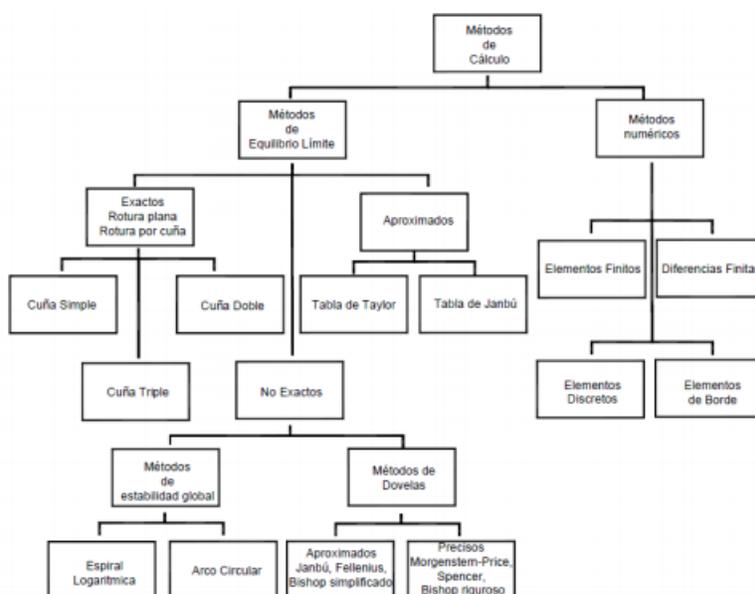
$$K_v = \delta \cdot K_h = 0.5 \cdot 0.045 \rightarrow K_v = 0.0225$$

Una vez establecidas las acciones a considerar para cada una de las situaciones a las que estarán sometidas nuestras presas se procede al cálculo de la estabilidad de taludes.

### 5.3 Análisis de Estabilidad De Taludes con el Software Slide

Se realizó el análisis de estabilidad de taludes mediante el software Slide 6.0 para cada una de las situaciones de proyecto consideradas y se evaluó el nivel de seguridad (coeficiente de seguridad) correspondiente a cada caso de estudio aplicando los métodos de Fellenius, Bishop y Jambu (Anexo 7 Estabilidad de taludes), estos métodos fueron seleccionados por las siguientes consideraciones las cuales están apoyadas en este esquema:

Figura 5. 4 Esquema de los distintos métodos de estabilidad de taludes



Fuente: Análisis de Estabilidad de Taludes mediante técnicas de modelación numérica (Azorin Cruz, 2014)

- El software Slide solo nos permite usar métodos de equilibrio limite los cuales desprecian la deformación de los materiales, asumiendo que el cuerpo de análisis es un cuerpo rígido, si se requiere hacer un análisis con deformación se debe usar otro software.
- Continuando en el esquema los métodos de equilibrio limite se dividen en exactos y aproximados, los métodos exactos se aplican en bloques geométricos perfectos (rotura planar, rotura en cuña) en nuestros casos tenemos en fallas circulares por lo tanto se deben usar métodos no exactos.

- Dentro de los métodos no exactos existe el análisis de estabilidad considerando la masa global o considerando la masa individual en el cual se divide la masa global en pequeñas porciones llamadas dovelas que es el análisis que nos interesa.
- Los métodos de dovelas más usados y conocidos mundialmente son Fellenius, Bishop y Jambu además son aceptados por la normativa SPANCOLD para este tipo de análisis, por lo cual serán los métodos que usaremos en ese estudio.

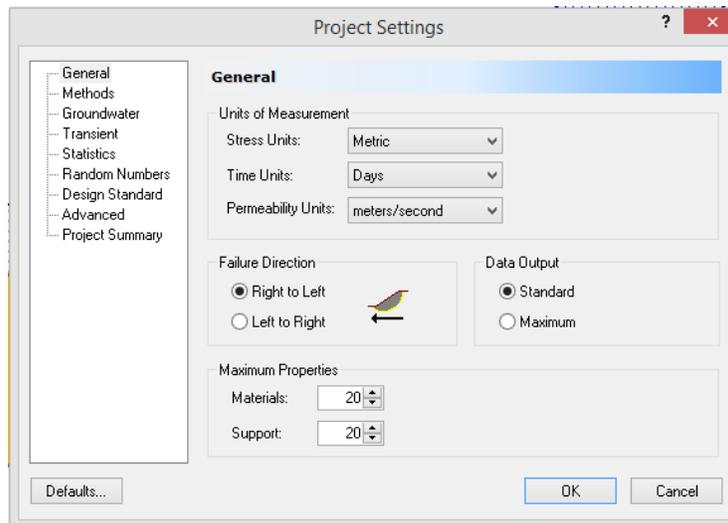
A continuación, se muestra el proceso de configuración inicial e ingreso de parámetros generales para cada presa de estudio, a partir de este modelo posteriormente se harán modificaciones para simular las situaciones de proyecto consideradas.

### A. Configuraciones del Proyecto



Selecciones Análisis → Configuraciones de Proyecto

Figura 5. 5 Diálogo Configuraciones del proyecto

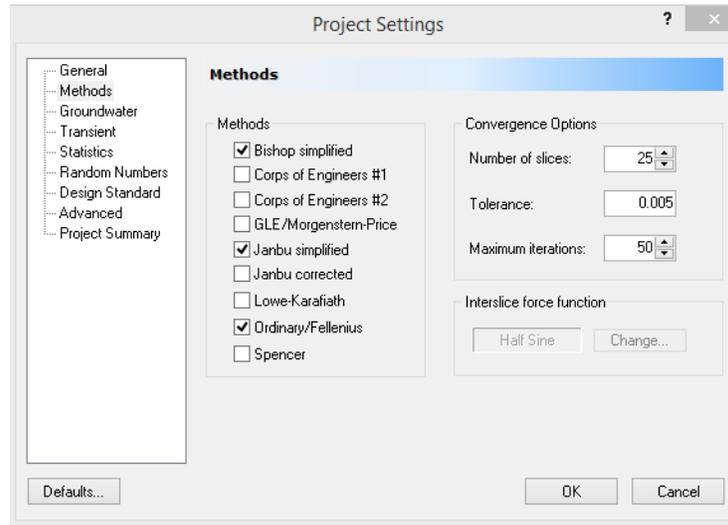


Fuente: Software Slide V 6.0

Nota:

- Las Unidades del software deben ser configuradas en el sistema métrico.
- Debe seleccionar la dirección de falla para la cual desea hacer el análisis en este caso se hará un análisis aguas arriba y posteriormente aguas debajo de la presa.

Figura 5. 6 Diálogo métodos de análisis

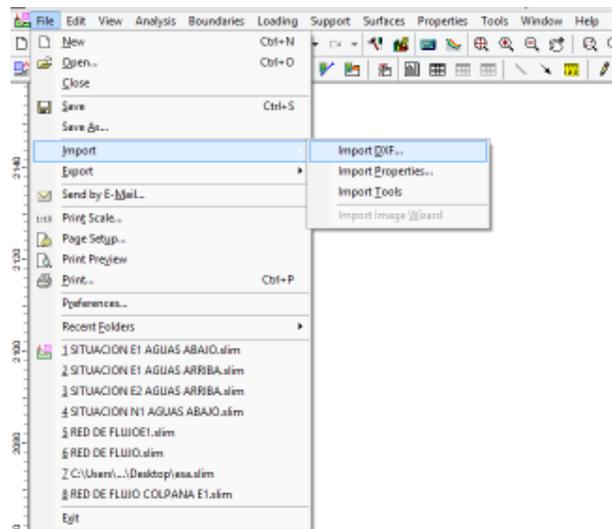


Fuente: Software Slide V 6.0

Seleccione la pestaña Métodos en el diálogo Project Settings, los métodos de análisis de equilibrio de límite de Fellenius, Bishop y Jambu, son los métodos de análisis seleccionados para este estudio. Seleccione ok en el diálogo Project Settings (Configuraciones de Proyecto).

## B. Importar Geometría del proyecto

Figura 5. 7 Importar la geometría del proyecto



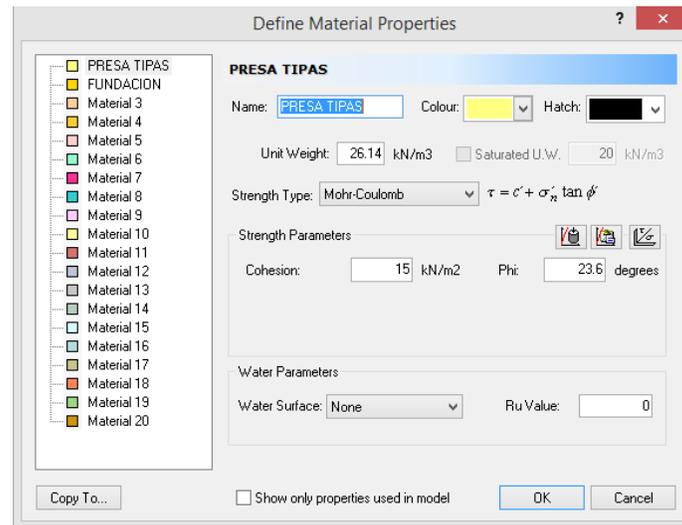
Fuente: Software Slide V 6.0

La geometría de la presa debe estar en formato DXF con 2 capas External para el borde de la presa y Material para la división entre los distintos tipos de materiales que compone la presa de estudio, importaremos ambas capas una después de otra.

### C. Defina Propiedades de Materiales

 En el diálogo Define Material Properties (Defina Propiedades de material), ingrese los siguientes parámetros; nombre del material, peso específico, tipo de esfuerzo = Mohr Coulomb, cohesión, ángulo de fricción y Superficies de agua = ninguna. Vuelva a repetir el proceso para todos los materiales de la presa.

Figura 5. 8 Definir las propiedades de los materiales



Fuente: Software Slide V 6.0

### D. Asignar Materiales

Ya que hemos definido los materiales, será necesario asignar propiedades a las regiones correctas del modelo, usando la opción Assign Properties (Asigne propiedades).

Seleccione propiedades desde la barra de herramientas o del menú Properties.



Seleccione: propiedades → Assign Properties (asigne propiedades).

Use el mouse para seleccionar el material, en el diálogo Assign Properties (asignar propiedades) (nótese que los nombres de material son los nombres que se ingresó en el diálogo Defina propiedades de Material).

Ahora coloque el cursor en el área del material al cual desea asignar esas propiedades y haga clic en el botón izquierdo del mouse).

Figura 5. 9 Asignar Materiales



Fuente: Software Slide V 6.0

### **E. Superficies de deslizamiento**

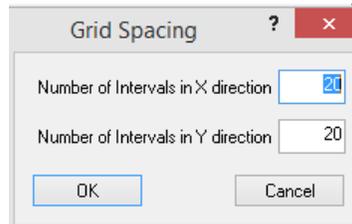
Usaremos una búsqueda de cuadrícula (Grid Search) de superficie circular, para intentar localizar la superficie de deslizamiento crítica (la superficie de desplazamiento con el factor de seguridad más bajo).

Usaremos la opción Auto Grid (cuadrícula automática), la cual automáticamente localiza una cuadrícula para el usuario.



Seleccione: Superficies → Auto Grid (cuadrícula automática), Usted verá el diálogo Grid Spacing (espaciamiento de cuadrícula).

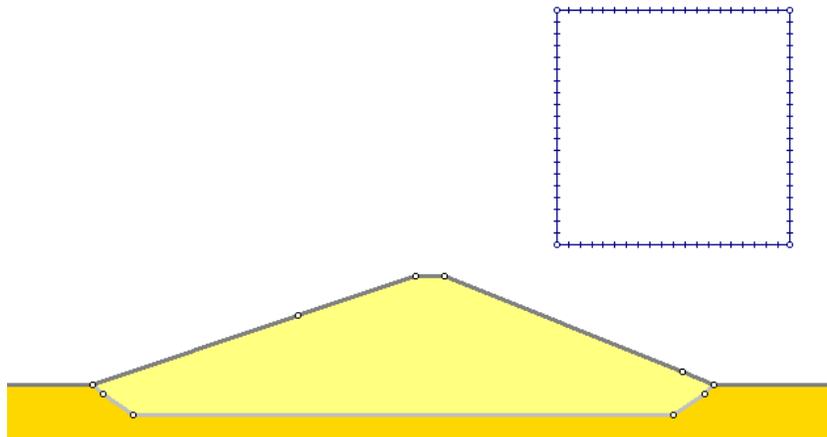
Figura 5. 10 Pantalla: Grid Spacing



Fuente: Software Slide V 6.0.

Ingrese un espaciamiento de intervalo de 20 x 20. Seleccione Ok. La cuadrícula será añadida al modelo y su pantalla deberá aparecer como sigue:

Figura 5. 11 Cuadrícula automática



Fuente: Software Slide V 6.0.

Ahora hemos terminado de crear el modelo

## F. Guardar el archivo

Seleccione: Archivo → Save (guardar)



Use el diálogo Save As (guarde como) para guardar el archivo. Usted está ahora listo para operar el análisis.

NOTA: de esta manera se debe tener el modelo de las presas de estudio, a continuación, se muestran las modificaciones que se le debe hacer a este modelo para poder representar cada una de las situaciones del proyecto.

### 5.3.1.1 Situación N1 fin de la construcción

Partimos del modelo; para el primer caso situación normal estado al final de la construcción no necesitamos hacer ninguna modificación solo realizar el análisis y resultados.

#### Análisis e interpretar los resultados.

 Seleccione: Análisis → Compute (calcule)

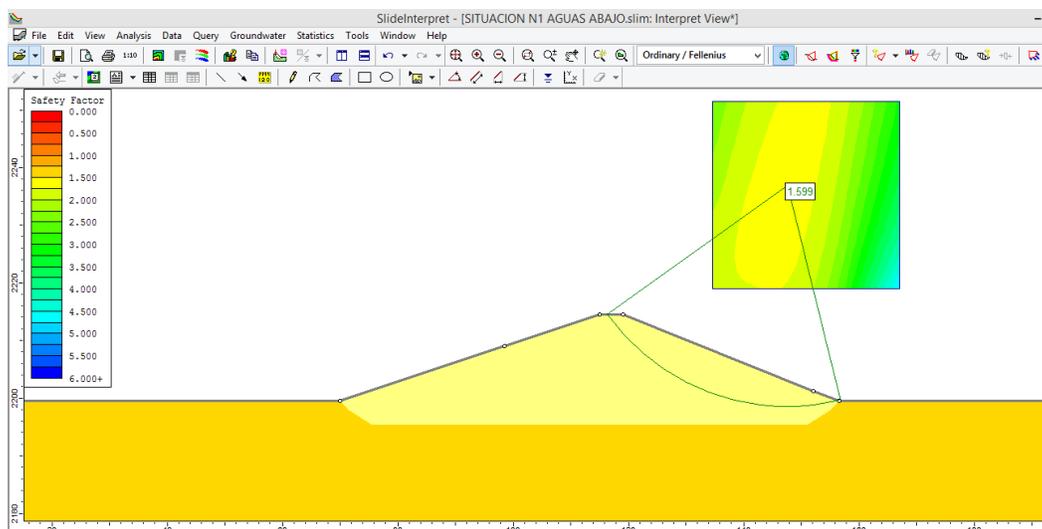
El software COMPUTE de Slide proseguirá operando el análisis. Cuando sea completado, usted está listo para ver los resultados de INTERPRET.

Para ver los resultados del análisis:

 Seleccione: Análisis → Interpret

Esto iniciará el programa INTERPRET de Slide. Usted deberá ver la siguiente figura:

Figura 5. 12 Resultados



Fuente: Software Slide V 6.0

Usando la lista descendiente en la barra de herramientas, seleccionar otros métodos de análisis y vea la superficie mínima para cada una (Fellenius, Bishop y Jambu).

Para realizar el análisis aguas arriba de la presa se requiere ir a Configuraciones del Proyecto.

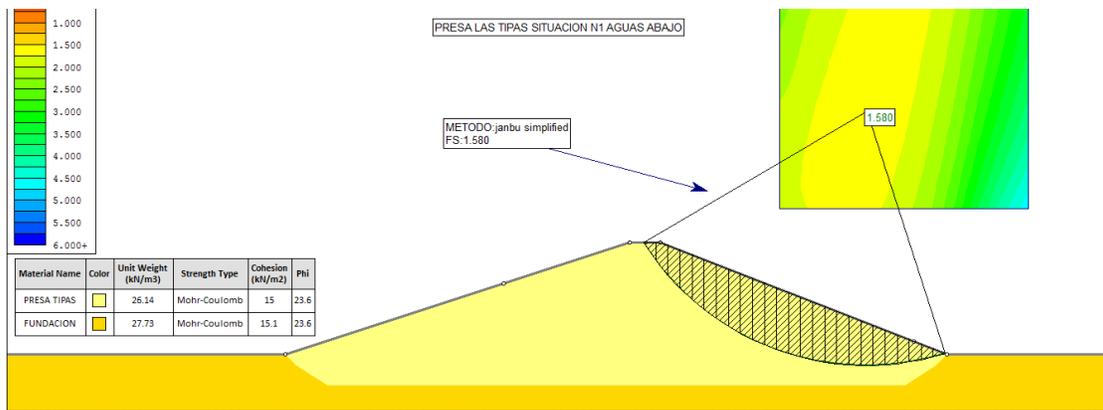


Selecciones Análisis → Configuraciones de Proyecto

Debe seleccionar la nueva dirección de falla y repetir el procedimiento a partir del inciso E. Superficies de deslizamiento.

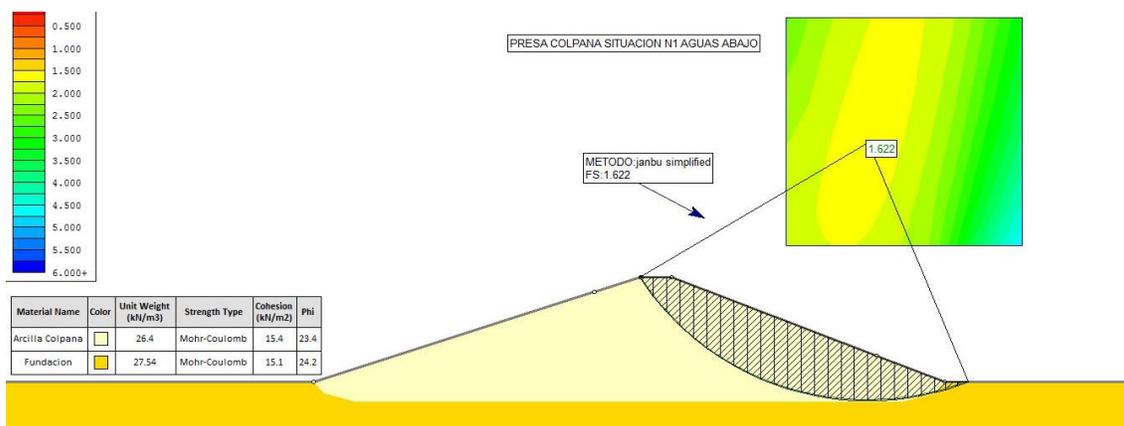
En los siguientes gráficos se mostrará el factor de seguridad más crítico calculado por el software Slide correspondiente a cada presa para la situación normal 1.

Figura 5. 13 Situación N1 fin de la construcción: Presa Las Tipas



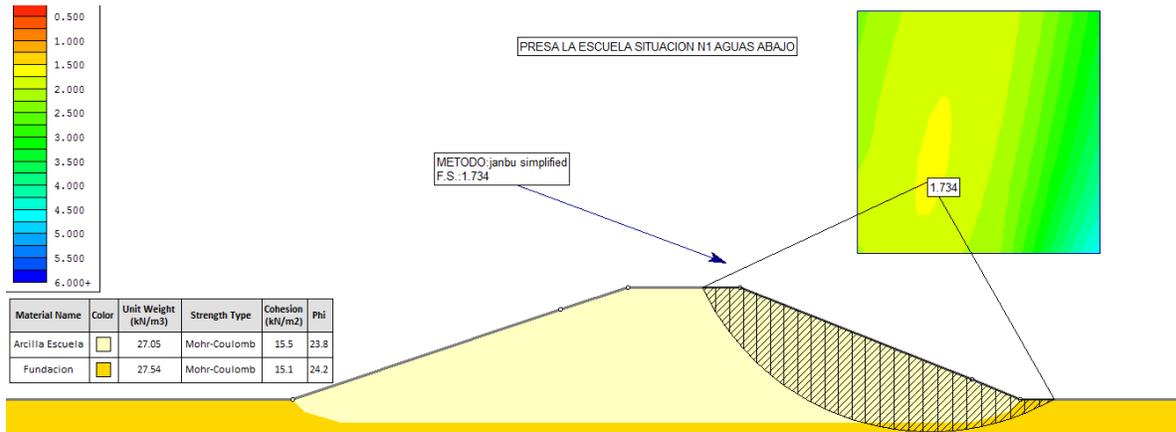
Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 5. 14 Situación N1 fin de la construcción: Presa Colpana



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 5. 15 Situación N1 fin de la construcción: Presa La Escuela



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

### 5.3.1.2 Situación N2 Embalse lleno a nivel normal

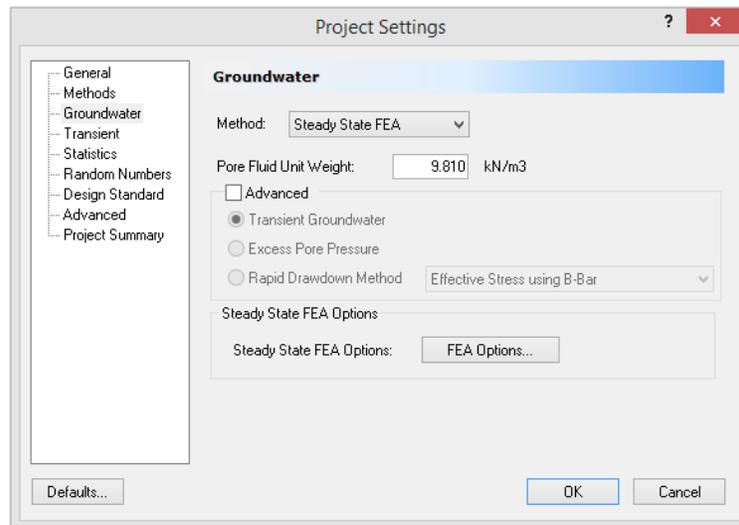
Para realizar este análisis primero debemos conocer la red de flujo que genera dentro la presa el nivel de aguas normales el procedimiento para encontrar la línea de saturación es el siguiente:

#### A. Configuraciones del Proyecto



Selecciones Análisis → Configuraciones de Proyecto

Figura 5. 16 Configuraciones del proyecto

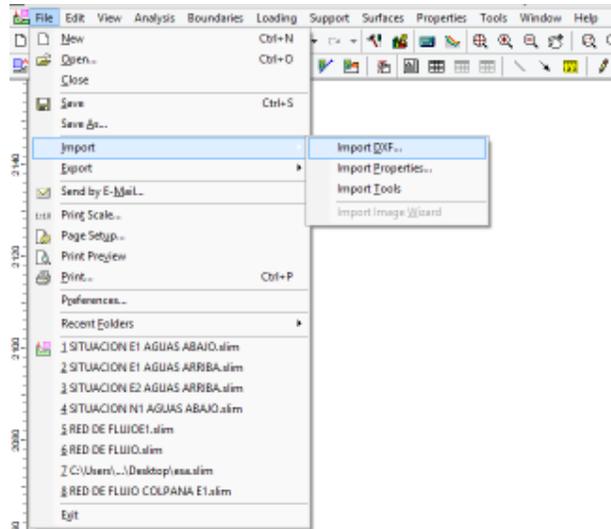


Fuente: Software Slide V 6.0.

Seleccione la pestaña Groundwater en el diálogo Project Settings, el método seleccionado para estudiar la red de flujo será Steady State FEA (Finite element analysis). Seleccione ok en el diálogo Project Settings (Configuraciones de Proyecto).

## B. Importar Geometría del proyecto

Importar la geometría del proyecto



Fuente: Software Slide V 6.0.

La geometría de la presa debe estar en formato DXF con 2 capas External para el borde de la presa y Material para la división entre los distintos tipos de materiales que compone la presa de estudio, importaremos ambas capas una después de otra.

## C. Defina Propiedades Hidráulicas de Materiales

Para iniciar debe de cambiar el tipo de análisis de slope stability (Estabilidad de taludes) a steady state groundwater (flujo de agua subterránea en estado estacionario)

Figura 5. 17 Seleccionar tipo de análisis



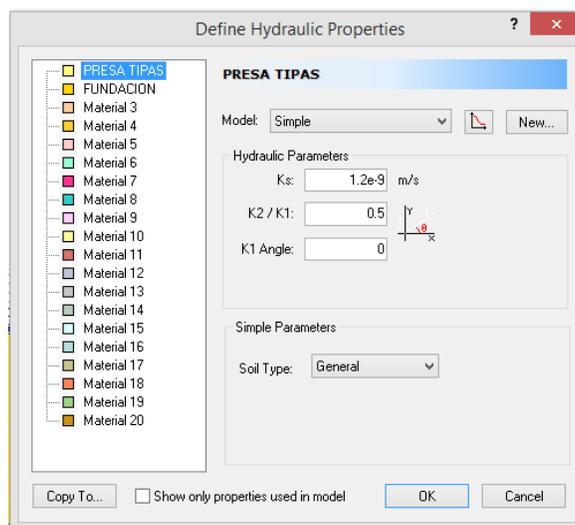
Fuente: Software Slide V 6.0.



En el diálogo Define Hydraulic Properties (Defina Propiedades Hidraulicas), ingrese los siguientes parámetros; Permeabilidad y relación de anisotropía  $K_y/K_x$  en nuestro caso

usaremos una relación  $K_y/K_x=0.5$  para el cuerpo de la presa y  $K_y/K_x=0.04$  para la fundación de acuerdo a las recomendaciones de Lambe y Whitman descritas en el acápite 2.3.1.2 Teoría Sección Transformada.

Figura 5. 18 Definir las propiedades hidráulicas de los materiales



Fuente: Software Slide V 6.0.

#### D. Asignar Materiales

Ya que hemos definido los materiales, será necesario asignar propiedades a las regiones correctas del modelo, usando la opción Assign Properties (Asigne propiedades).

Seleccione propiedades desde la barra de herramientas o del menú Properties.

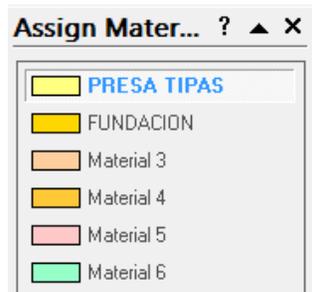


Seleccione: propiedades → Assign Properties (asigne propiedades).

Use el mouse para seleccionar el material, en el diálogo Assign Properties (asignar propiedades) (nótese que los nombres de material son los nombres que se ingresó en el diálogo Defina propiedades de Material).

Ahora coloque el cursor en el área del material al cual desea asignar esas propiedades y haga clic en el botón izquierdo del mouse).

Figura 5. 19 Asignar Materiales



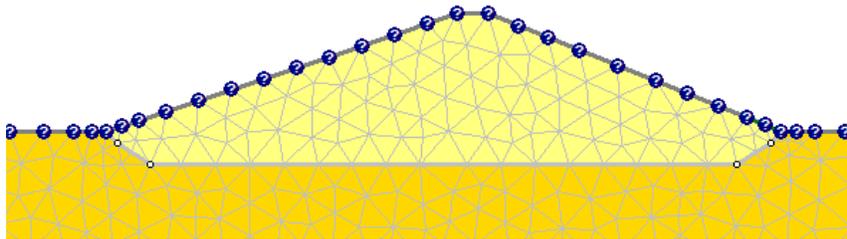
Fuente: Software Slide V 6.0.

**E. Generación de Malla.** Para crear la malla de elemento finito, seleccionamos la opción Discretize and Mesh (Discretize y malla). Y se creará automáticamente:



Seleccione: Malla → Discretize y Malla Su modelo deberá aparecer como sigue.

Figura 5. 20 Malla de Elemento Finito



Fuente: Software Slide V 6.0

**NOTA:**

La malla es generada basada en los parámetros de configuración de malla especificados en el diálogo Mesh Setup (usamos los valores por defecto: elementos triangulares de 3 modos y número aproximado de elementos = 1500)

**F. Condiciones de Contorno.** Después que la malla de elemento finito haya sido generada, se debe definir las condiciones de contorno las cuales definan el problema de red de flujo.

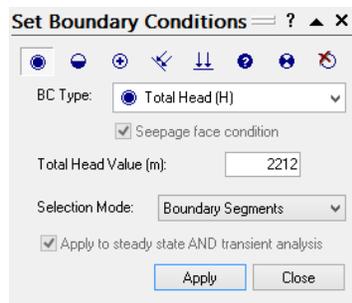
Esto es hecho con la opción Set Boundary Conditions (configure condiciones de contorno, la cual permite al usuario definir todas las condiciones necesarias de presión y contorno de flujo a lo largo de los contornos de modelo.

Tendremos que especificar las condiciones de contorno como sigue:

 Seleccione: Malla → Configure condiciones de malla.

Usted verá el diálogo Set Boundary Conditions (Configure condiciones de contorno).

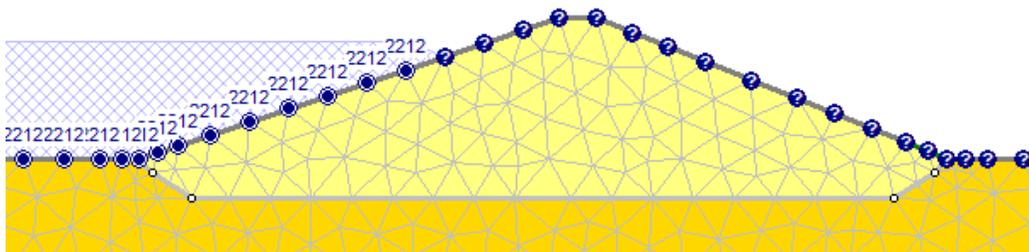
Figura 5. 21 Configure las condiciones de contorno



Fuente: Software Slide V 6.0

Configuremos condiciones de contorno de ALTURA TOTAL en la que colocaremos la cota del nivel de agua normal o extraordinario según sea el caso que se está analizando, Ahora se debe seleccionar los segmentos de contorno deseados, haciendo click sobre ellos con el mouse.

Figura 5. 22 Condición de contorno de altura total



Fuente: Software Slide V 6.0

**G. Guardar, calcular e interpretar resultados.** Use diálogo Save As (guarde como) para guardar el archivo. Usted ahora está listo para operar el análisis.



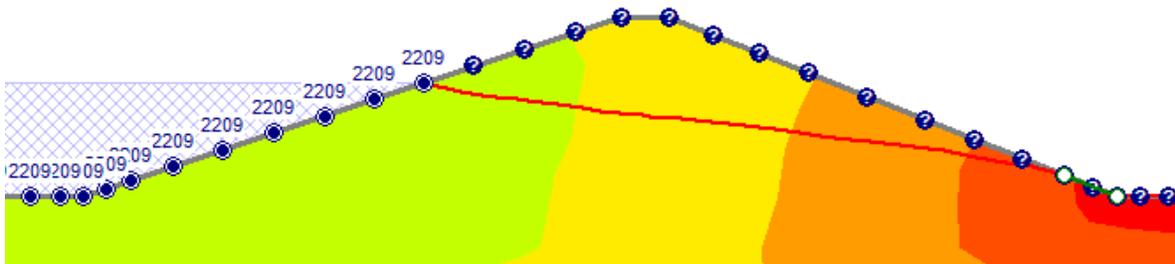
Seleccione: Análisis → Compute (groundwater) (napa freática). Slide.



Seleccione: Análisis → Interpret (interprete de napa freática)

Su pantalla deberá aparecer como sigue:

Figura 5. 23 Contornos de altura de presión

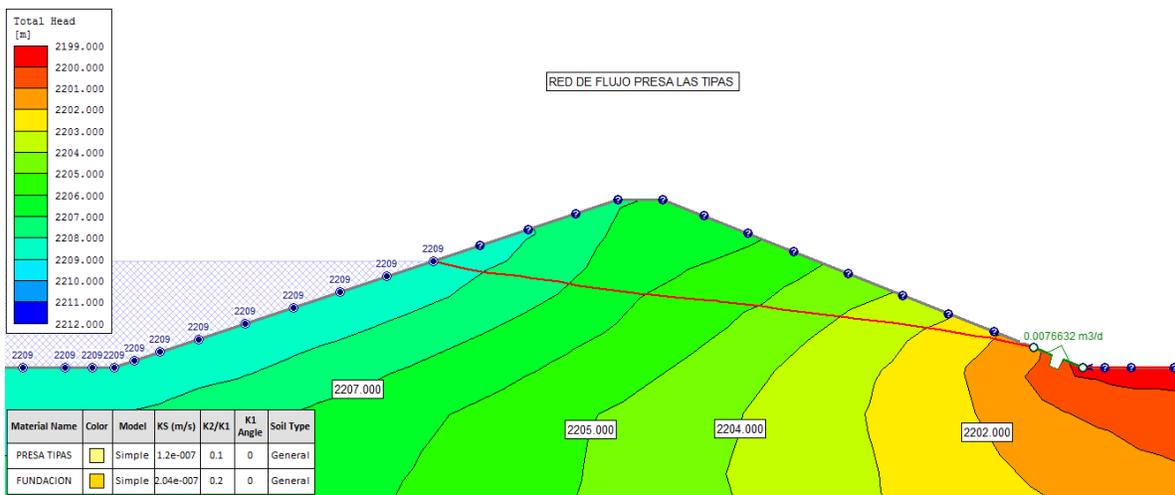


Fuente: Software Slide V 6.0

Nota. Sera necesario exportar la línea superior de la red de flujo para el análisis de estabilidad de taludes a presa llena para lo cual damos clic derecho sobre la misma y exportar DXF.

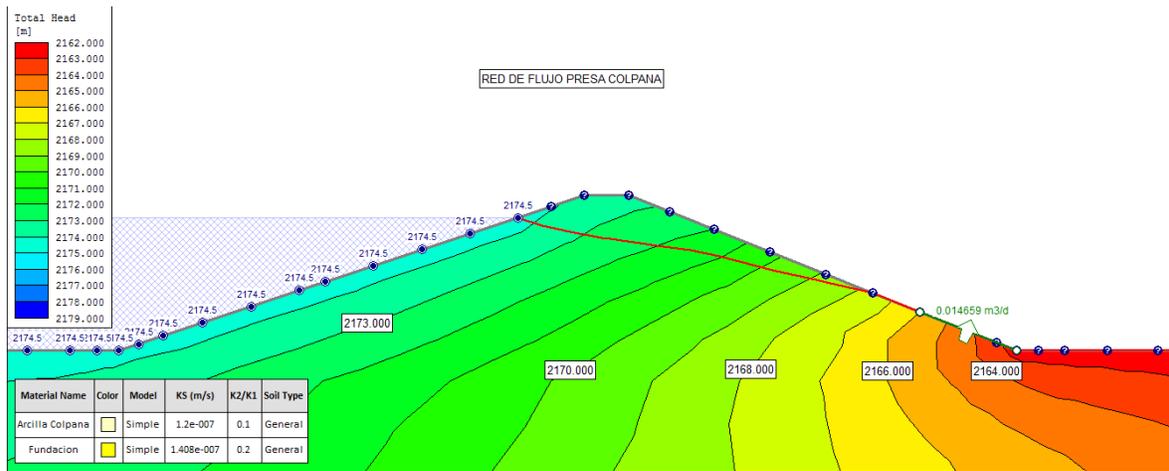
Los resultados de la línea de corriente superior y red de flujo para las distintas presas de estudio a nivel de aguas normales se muestran a continuación.

Figura 5. 24 Red de Flujo: Presa Las Tipas



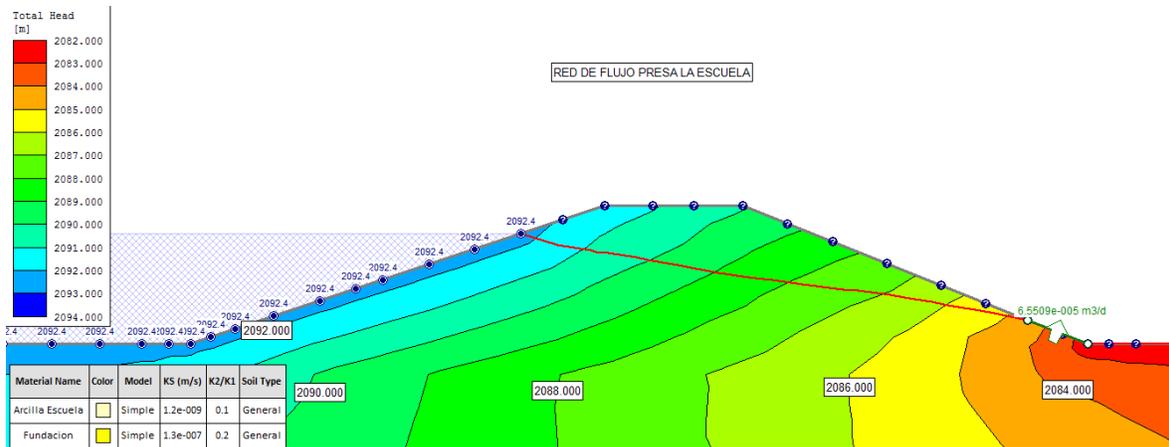
Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.

Figura 5. 25 Red de Flujo: Presa Colpana



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0

Figura 5. 26 Red de Flujo: Presa La Escuela



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0

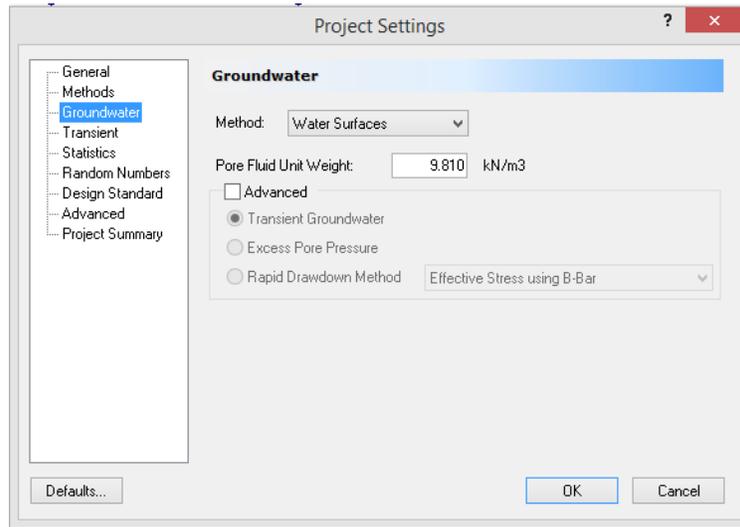
A continuación, explicaremos el procedimiento que se debe realizar en el software para introducir la red de flujo a nivel de aguas normales de las presas de estudio a partir del modelo generado para cada una de las presas.

### A. Configuraciones del Proyecto



Selecciones Análisis → Configuraciones de Proyecto

Figura 5. 27 Diálogo Configuraciones del proyecto



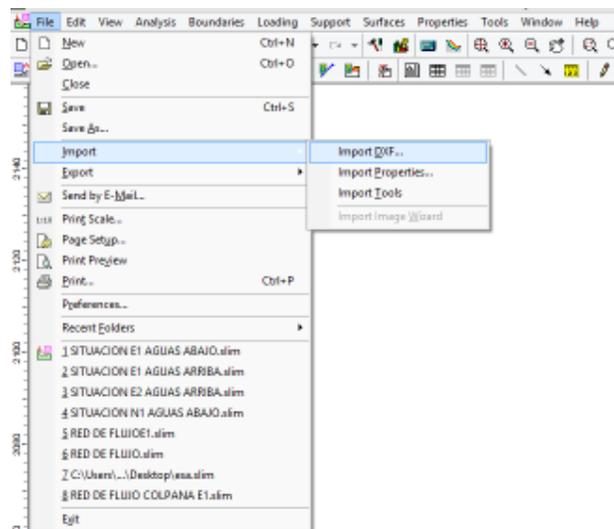
Fuente: Software Slide V 6.0

Seleccione la pestaña Groundwater (napa freática)

Existen varios métodos de definición de condiciones de presión intersticial en Slide. Para este estudio, usaremos la selección por defecto (Método de napa freática = superficies de agua).

### B. Importar red de flujo

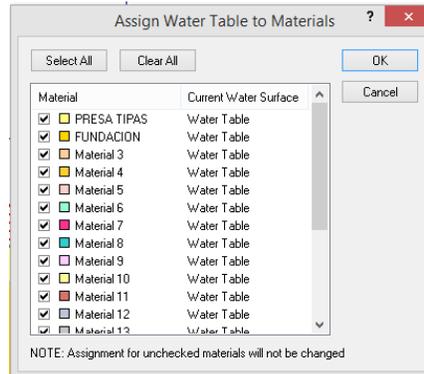
Figura 5. 28 Importar la red de flujo



Fuente: Software Slide V 6.0

A través del menú de import DXF seleccionaremos Wáter Table y a continuación seleccionaremos el archivo generado en el análisis de red de flujo a nivel de aguas normales. Inmediatamente se abrirá la ventana para ver a que materiales afecta la napa freática.

Figura 5. 29 Asignar napa freática



Fuente: Software Slide V 6.0

Seleccionaremos los materiales a los cuales afecta la napa freática

### C. Guardar el archivo

Seleccione: Archivo → Save (guardar)



Use el diálogo Save As (guarde como) para guardar el archivo. Ahora está todo listo para operar el análisis.

### D. Análisis e interpretar los resultados.



Seleccione: Análisis → Compute (calcule)

El software COMPUTE de Slide proseguirá operando el análisis. Cuando sea completado, usted está listo para ver los resultados de INTERPRET.

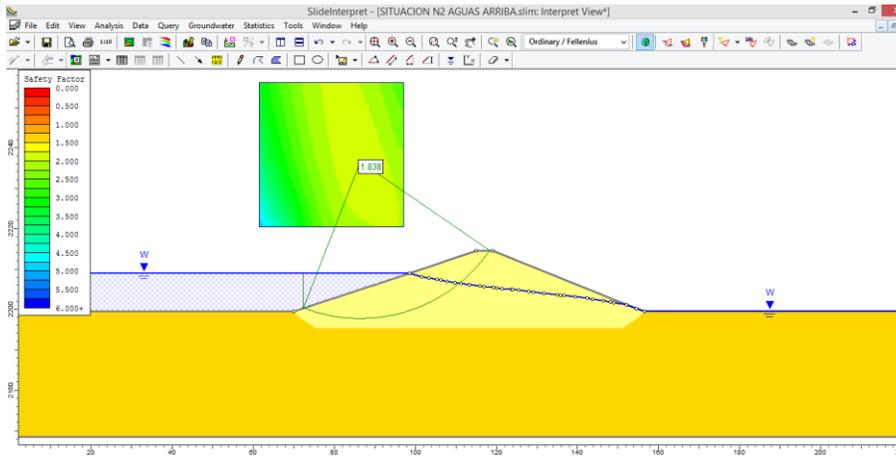
Para ver los resultados del análisis:



Seleccione: Análisis → Interpret

Esto iniciará el programa INTERPRET de Slide. Usted deberá ver la siguiente figura:

Figura 5. 30 Resultados



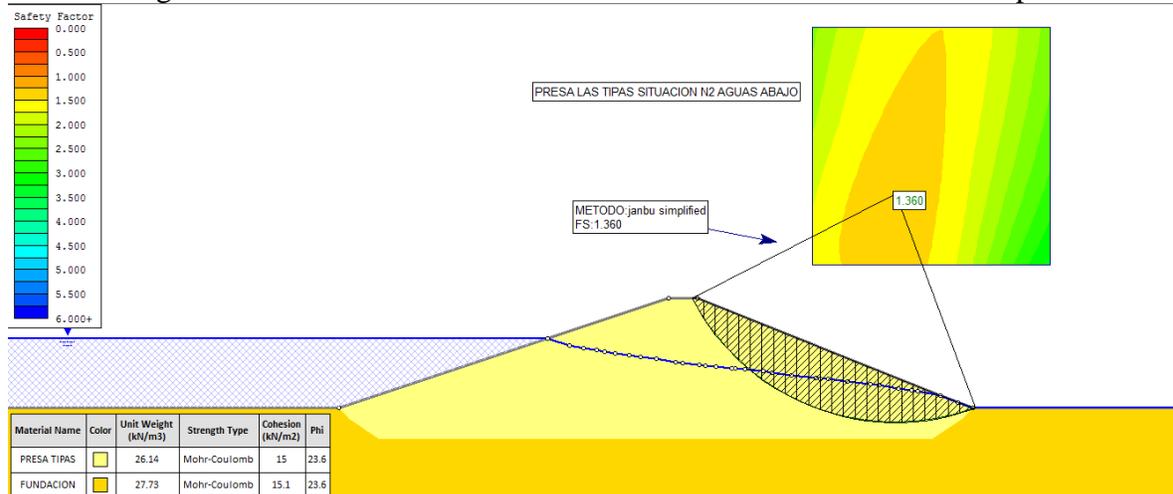
Fuente: Software Slide V 6.0

Usando la lista descendiente en la barra de herramientas, seleccionar otros métodos de análisis y vea la superficie mínima para cada una (Fellenius, Bishop y Jambu).

Para realizar el análisis aguas arriba de la presa solo se requiere volver a Configuraciones del Proyecto y seleccionar la nueva dirección de falla y repetir los pasos C y D

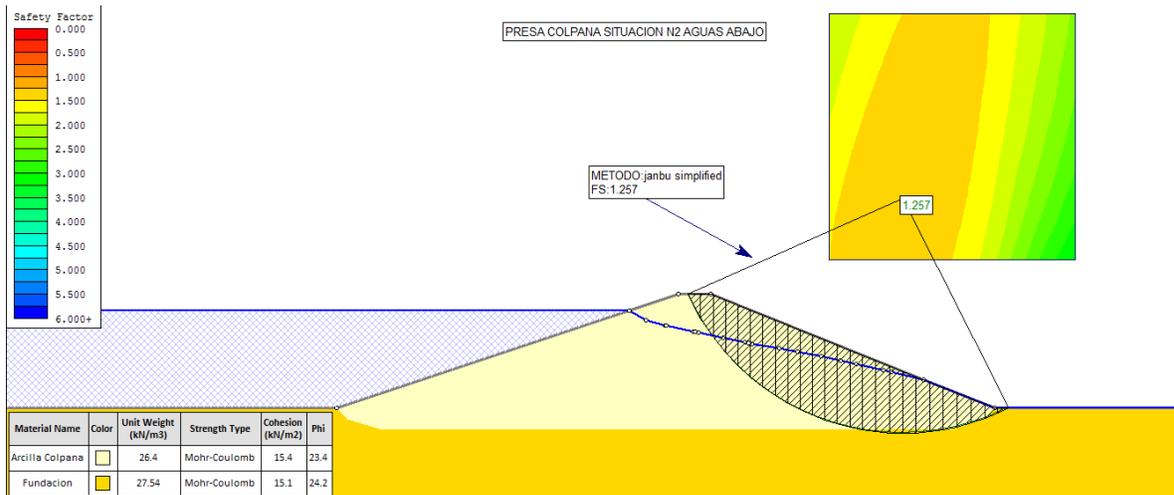
En los siguientes gráficos se mostrará el factor de seguridad más crítico calculado por el software Slide correspondiente a cada presa para la situación normal 2

Figura 5. 31 Situación N2 Embalse lleno a nivel normal: Presa Las Tipas



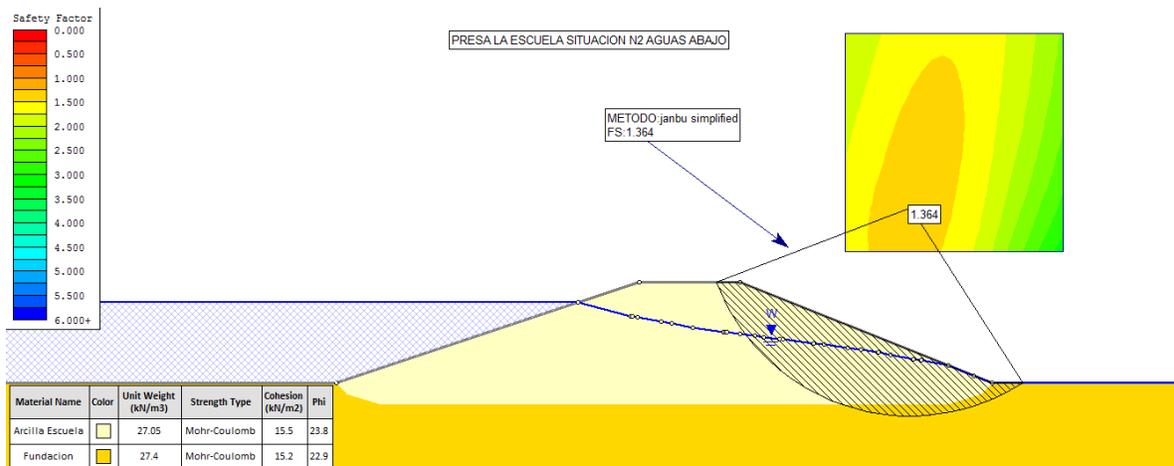
Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0

Figura 5. 32 Situación N2 Embalse lleno a nivel normal: Presa Colpana



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0

Figura 5. 33 Situación N2 Embalse lleno a nivel normal: Presa La Escuela



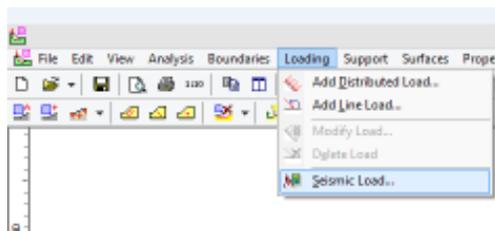
Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0

## 5.3.2 Situaciones Accidentales

### 5.3.2.1 Situación A2 Fin de construcción + sismo de proyecto.

Para la modelación de esta situación solo será necesario añadir una carga sísmica a la situación Normal 1 (Fin de la construcción) para lo cual se describen los pasos a seguir:

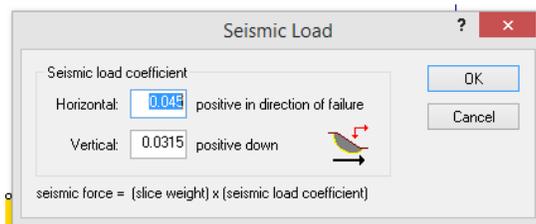
Figura 5. 34 Añadir carga a la presa



Fuente: Software Slide V 6.0

Seleccionamos el menú Loading (cargas) posteriormente seleccionamos Seismic load (Carga sísmica) donde ingresaremos los coeficientes pseudoestáticos determinados en el acápite 5.2.2.3 Consideraciones Sísmicas

Figura 5. 35 Carga sísmica sobre la presa



Fuente: Software Slide V 6.0

Seleccione: Archivo → Save (guardar)



Use el diálogo Save As (guarde como) para guardar el archivo. Ahora está todo listo para operar el análisis.



Seleccione: Análisis → Compute (calcule)

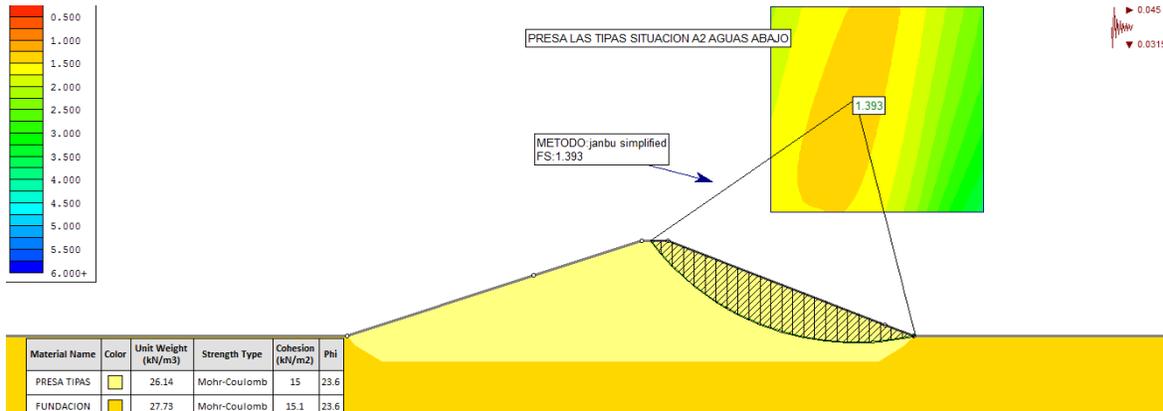
El software compute de Slide proseguirá operando el análisis. Cuando sea completado, usted está listo para ver los resultados de interpret.



Seleccione: Análisis → Interpret

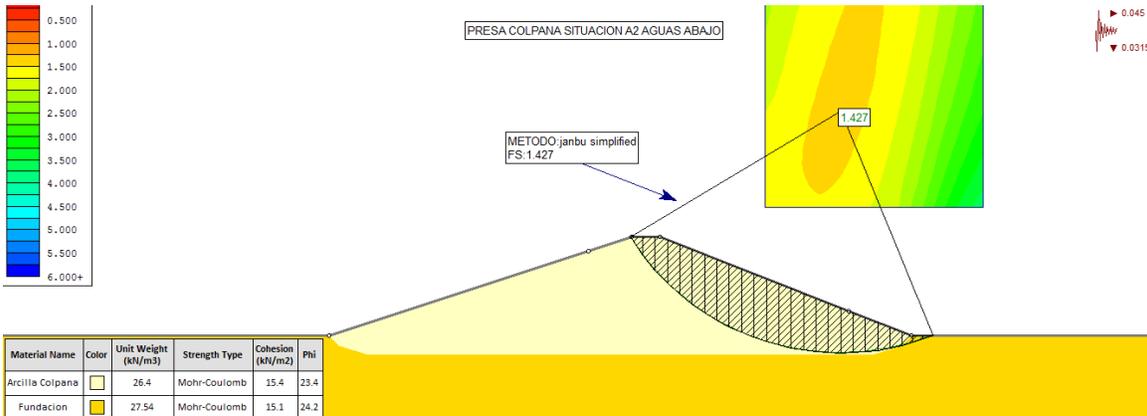
A continuación, se mostrará el factor de seguridad más crítico calculado por el software Slide correspondiente a cada presa para la situación accidental 2

Figura 5. 36 Situación A2 Fin de construcción + sismo de proyecto: Presa Las Tipas



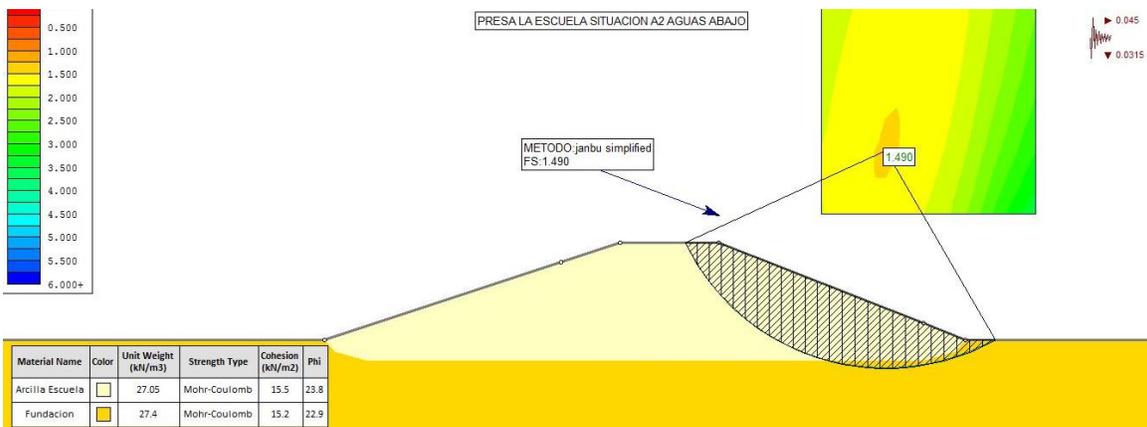
Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 5. 37 Situación A2 Fin de construcción + sismo de proyecto: Presa Colpana



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 5. 38 Situación A2 Fin de construcción + sismo de proyecto: Presa La Escuela



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

### 5.3.2.2 Situación A5 Embalse lleno a nivel normal + Sismo de proyecto.

Para la modelación de esta situación solo será necesario añadir una carga sísmica a la situación Normal 2 (Embalse lleno a nivel normal) para lo cual se describen los pasos a seguir:

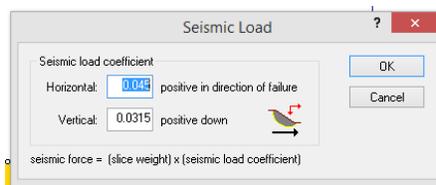
Figura 5. 39 Añadir carga a la presa



Fuente: Software Slide V 6.0

Seleccionamos el menú Loading (cargas) posteriormente seleccionamos Seismic load (Carga sísmica) donde ingresaremos los coeficientes pseudoestaticos determinados en el acápite 5.2.2.3 Consideraciones Sísmicas

Figura 5. 40 Carga sísmica sobre la presa



Fuente: Software Slide V 6.0

Seleccione: Archivo → Save (guardar)



Use el diálogo Save As (guarde como) para guardar el archivo. Ahora está todo listo para operar el análisis.



Seleccione: Análisis → Compute (calcule)

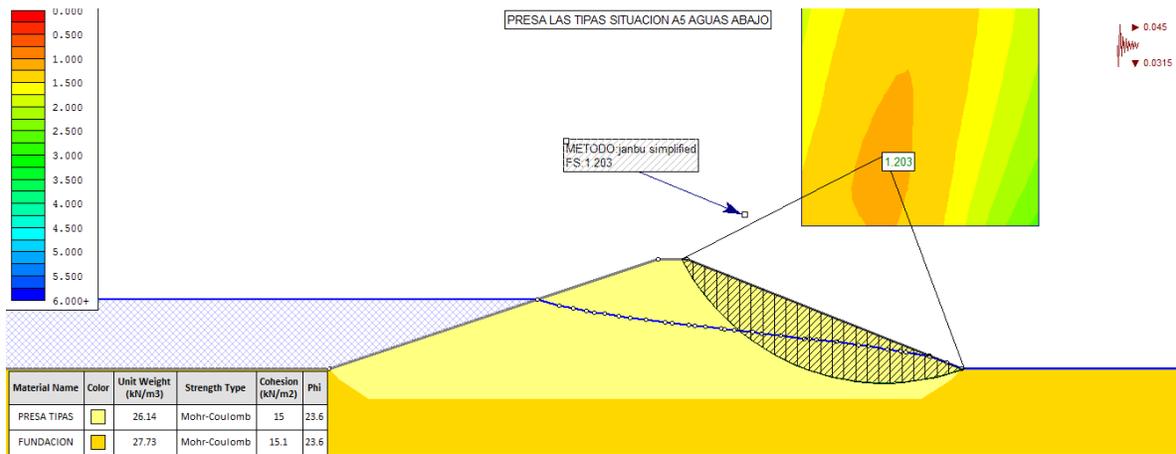
El software compute de Slide proseguirá operando el análisis. Cuando sea completado, usted está listo para ver los resultados de interpret.



Seleccione: Análisis → Interpret

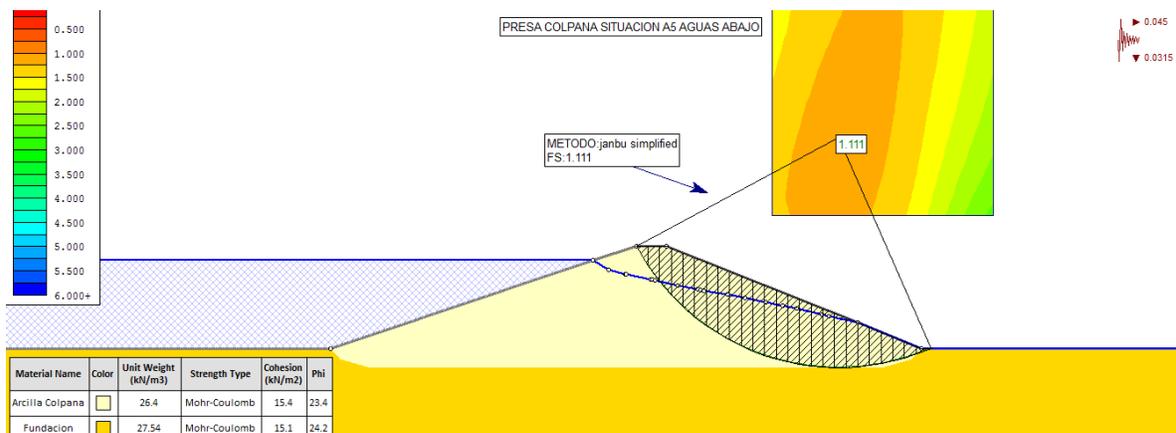
A continuación, se mostrará el factor de seguridad más crítico calculado por el software Slide correspondiente a cada presa para la situación accidental 5

Figura 5. 41 Situación A5 Embalse a nivel normal + sismo de proyecto: Presa Las Tipas



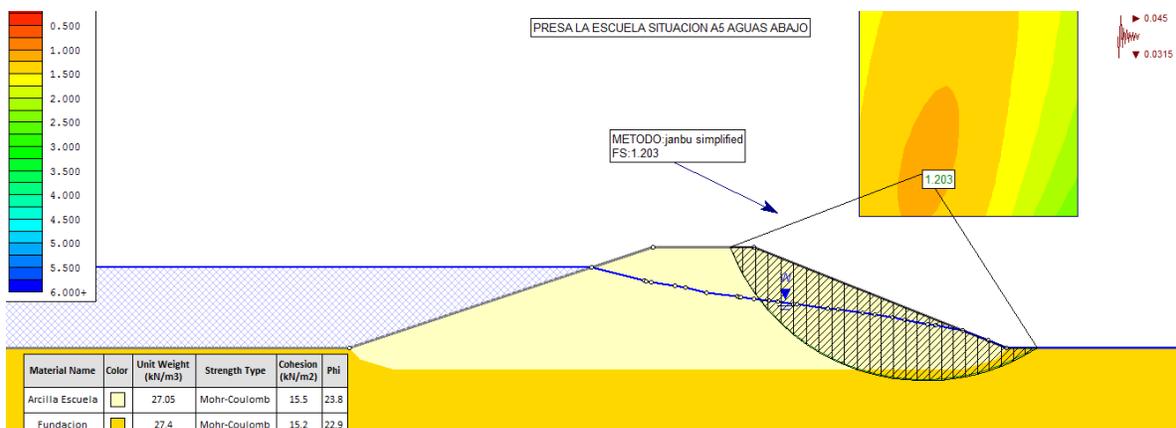
Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 5. 42 Situación A5 Embalse a nivel normal + sismo de proyecto: Presa Colpana



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 5. 43 Situación A5 Embalse nivel normal + sismo de proyecto: Presa La Escuela



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

### 5.3.3 Situaciones Extremas

En esta situación se estudia la presa al Nivel Avenida Extrema (E1).

Para conocer el nivel de aguas extraordinarias de acuerdo a las condiciones planteadas por la normativa SPANCOLD en su guía técnica de seguridad de presas número 4, Avenida de proyecto (Comité Nacional Español de Grandes Presas y el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos) nos plantea que según la clasificación de riesgo que debemos de calcular un caudal para un periodo de retorno dado, el cálculo de la avenida extrema correspondiente a cada presa se muestra en el Anexo 3, en la siguiente tabla se muestran los resultados de caudales y los niveles laminados para cada presa.

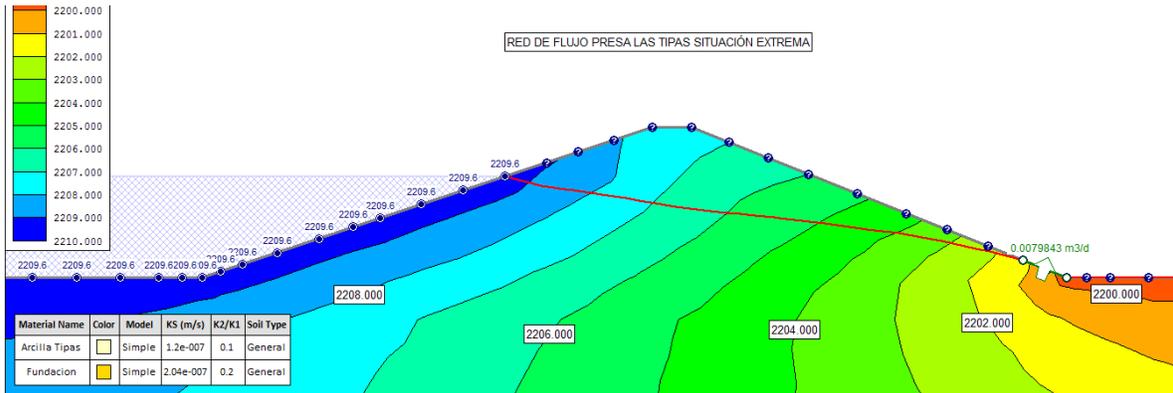
Tabla 5. 5 Nivel de aguas extraordinarias

Nombre de presa	Categoría de la presa	Periodo de retorno (años)	Avenida extrema (m <sup>3</sup> /s)	Nivel de aguas extraordinarias (m.s.n.m.)
La Tipa Yesera	C	500	12.7	2209.6 m
La Colpana	C	500	2.8	2174.7
La Escuela	C	500	24.8	2093.6

Fuente: Guía Técnica de Seguridad de presas 4.

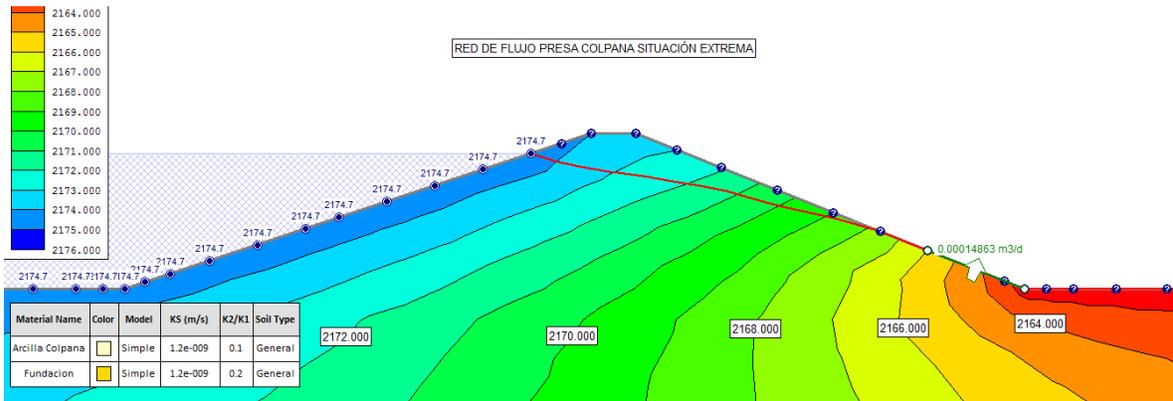
El cálculo de la línea de corriente superior y red de flujo para la avenida extrema se encuentran en el anexo 5, los resultados para las distintas presas de estudio a nivel de aguas extraordinarias se muestran a continuación:

Figura 5. 44 Red de flujo situación extrema: Presa Las Tipas



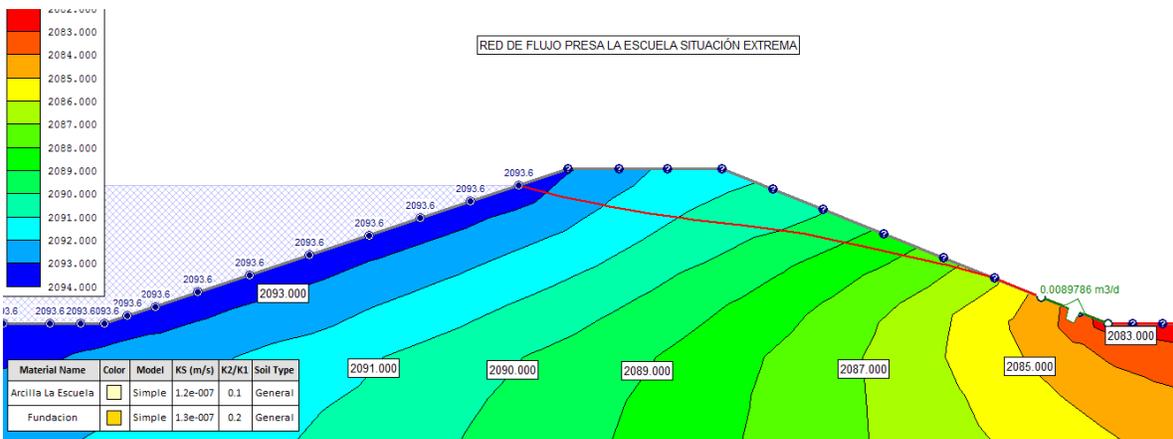
Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 5. 45 Red de flujo situación extrema: Presa Colpana



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 5. 46 Red de flujo situación extrema: Presa La Escuela



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

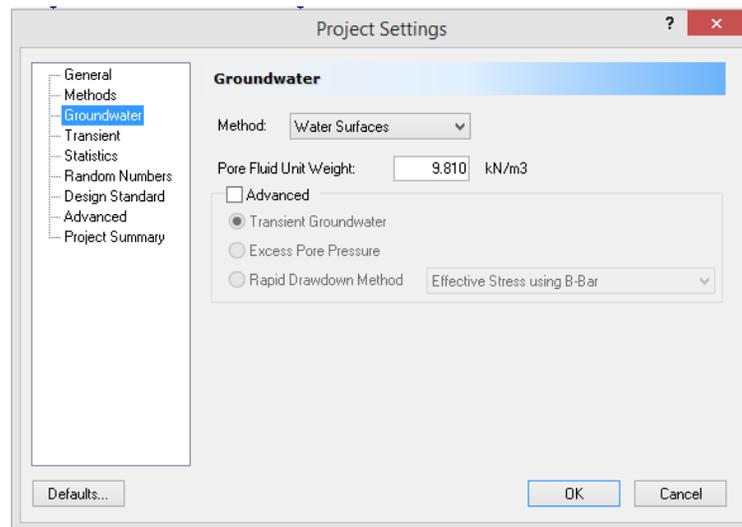
Para modelar esta situación partiremos del archivo modelo, a continuación, explicaremos el procedimiento que se debe añadir en el software para introducir la red de flujo a nivel de aguas extraordinarias de las presas de estudio.

## Configuraciones del Proyecto



Selecciones Análisis → Configuraciones de Proyecto

Figura 5. 47 Diálogo Configuraciones del proyecto



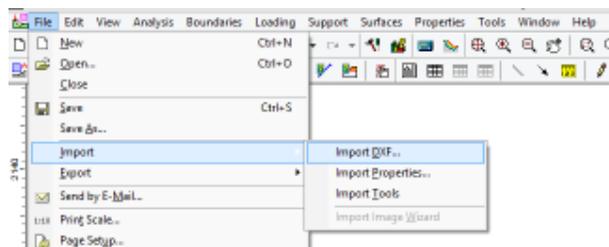
Fuente: Software Slide V 6.0

Seleccione la pestaña Groundwater (napa freática)

Existen varios métodos de definición de condiciones de presión intersticial en Slide. Para este estudio, usaremos la selección por defecto (Método de napa freática = superficies de agua).

## Importar red de flujo

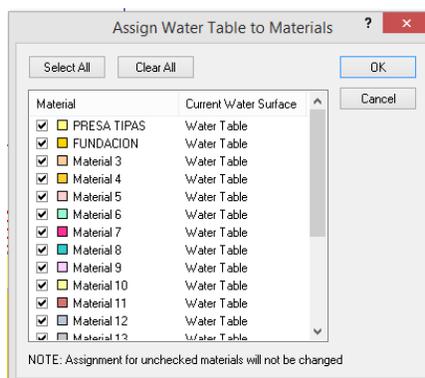
Figura 5. 48 Importar la red de flujo



Fuente: Software Slide V 6.0

A través del menú de import DXF seleccionaremos Wáter Table y a continuación seleccionaremos el archivo generado en el análisis de red de flujo a nivel de aguas extraordinarias. Inmediatamente se abrirá la ventana para ver a que materiales afecta la napa freática

Figura 5. 49 Asignar napa freática



Fuente: Software Slide V 6.0

Seleccionaremos los materiales a los cuales afecta la napa freática.

## Guardar el archivo

Seleccione: Archivo → Save (guardar)



Use el diálogo Save As (guarde como) para guardar el archivo. Ahora está todo listo para operar el análisis.

## D. Análisis e interpretar los resultados.



Seleccione: Análisis → Compute (calcule)

El software COMPUTE de Slide proseguirá operando el análisis. Cuando sea completado, usted está listo para ver los resultados de INTERPRET.

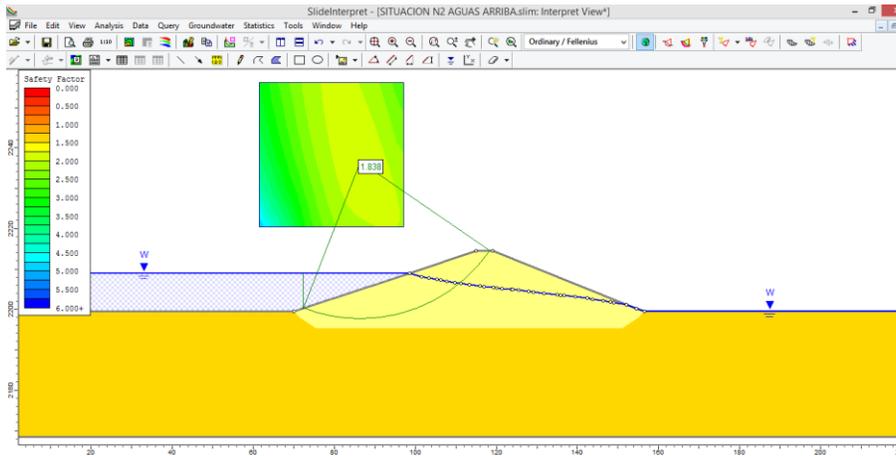
Para ver los resultados del análisis:



Seleccione: Análisis → Interpret

Esto iniciará el programa interpret de Slide. Usted deberá ver la siguiente figura:

Figura 5. 50 Resultados



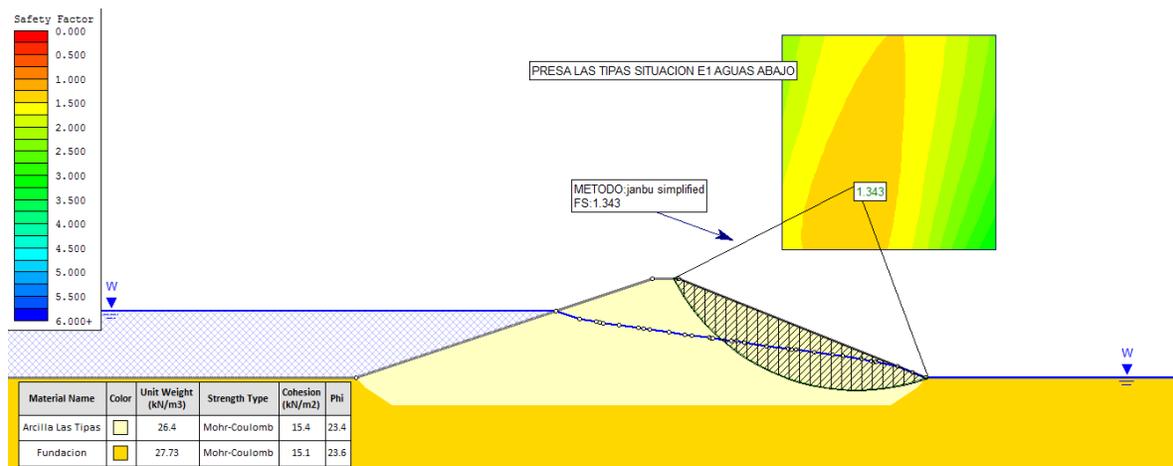
Fuente: Software Slide V 6.0

Usando la lista descendiente en la barra de herramientas, seleccionar otros métodos de análisis y vea la superficie mínima para cada una (Fellenius, Bishop y Jambu).

Para realizar el análisis aguas arriba de la presa solo se requiere volver a Configuraciones del Proyecto y seleccionar la nueva dirección de falla y repetir los pasos C y D.

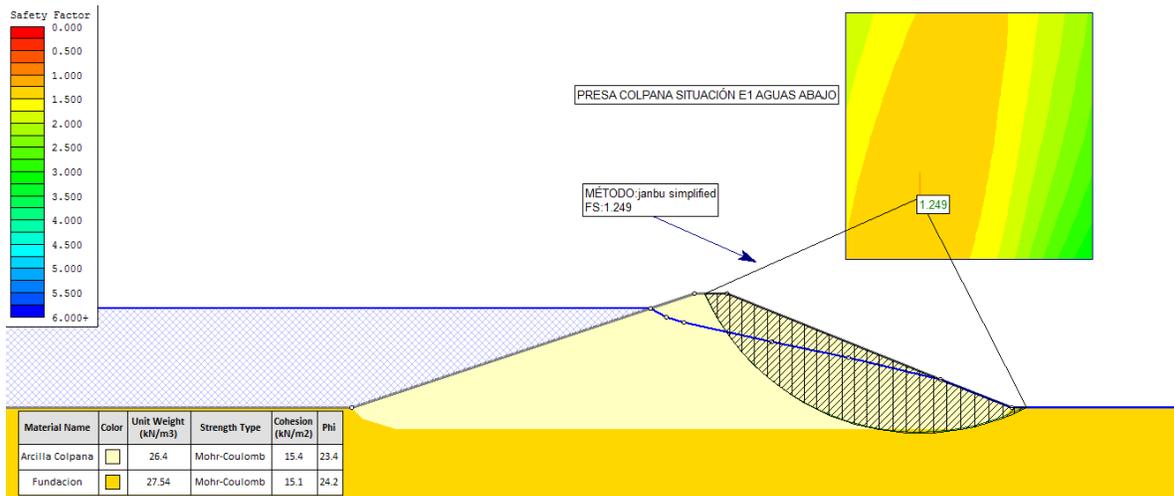
En los siguientes gráficos se mostrará el factor de seguridad más crítico calculado por el software Slide correspondiente a cada presa para la situación extraordinaria 1.

Figura 5. 51 Situación E1 Embalse a nivel aguas extraordinarias: Presa Las Tipas



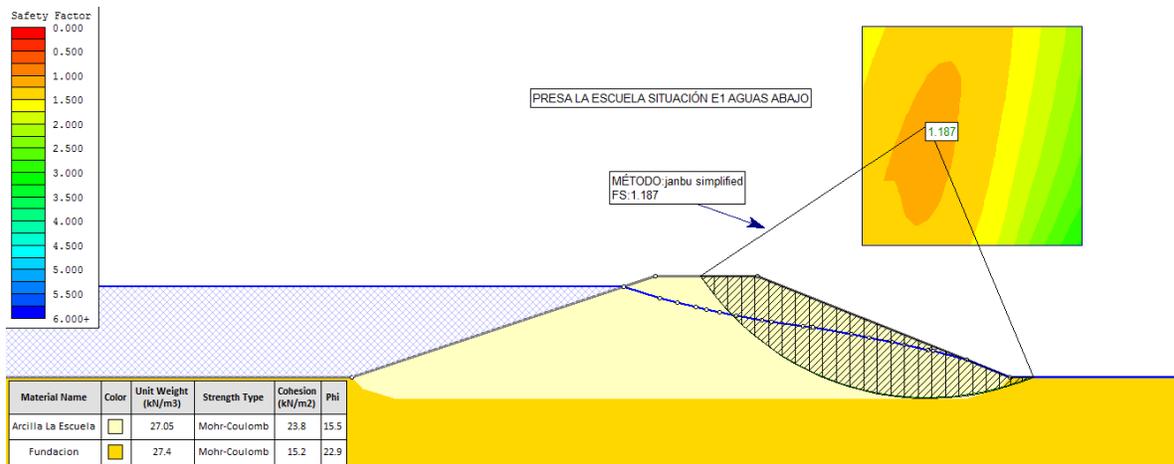
Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 5. 52 Situación E1 Embalse a nivel aguas extraordinarias: Presa Colpana



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 5. 53 Situación E1 Embalse a nivel aguas extraordinarias: Presa La Escuela



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

#### 5.4 Comprobación de estabilidad de taludes

Tras el estudio de los diferentes casos, se verifica que los factores de seguridad obtenidos cumplen con los coeficientes de seguridad mínimos exigibles por la normativa SPANCOLD.

En las siguientes tablas se muestran los factores de seguridad críticos para las situaciones de proyecto consideradas, así como el factor mínimo exigido por la normativa española.

Tabla 5. 6 Comprobación de Factor de Seguridad mínimo exigido Presa Las Tipas

Situación Proyecto	Caso de Estudio	Nivel Embalse	F.S. Calculado	F.S. mínimo SPANCOLD	Verificación
Situación Normal	N1	Fin Construcción	1.580	1.3	Cumple
	N2	N.A.N.O.	1.360		Cumple
Situación Accidental	A2	Fin Construcción	1.393	1.1	Cumple
	A5	N.A.N.O.+ Sismo	1.203		Cumple
Situación Extrema	E1	N.A.M.E.	1.343	> 1	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5. 7 Comprobación de Factor de Seguridad mínimo exigido Presa Colpana

Situación Proyecto	Caso de Estudio	Nivel Embalse	F.S. Calculado	F.S. mínimo SPANCOLD	Verificación
Situación Normal	N1	Fin Construcción	1.622	1.3	Cumple
	N2	N.A.N.O.	1.257		No Cumple
Situación Accidental	A2	Fin Construcción	1.427	1.1	Cumple
	A5	N.A.N.O.+ Sismo	1.111		Cumple
Situación Extrema	E1	N.A.M.E.	1.249	> 1	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5. 8 Comprobación de Factor de Seguridad mínimo exigido Presa Las Escuela

Situación Proyecto	Caso de Estudio	Nivel Embalse	F.S. Calculado	F.S. mínimo SPANCOLD	Verificación
Situación Normal	N1	Fin Construcción	1.734	1.3	Cumple
	N2	N.A.N.O.	1.363		Cumple
Situación Accidental	A2	Fin Construcción	1.490	1.1	Cumple
	A5	N.A.N.O.+ Sismo	1.203		Cumple
Situación Extrema	E1	N.A.M.E.	1.187	> 1	Cumple

Fuente: Elaboración propia

## 5.5 Análisis de Resultados

Se puede observar que para todas las situaciones analizadas; se cumplen los factores de seguridad mínimos establecidos por la norma SPANCOLD.

También se observa que el factor de seguridad más conservador en todas las presas analizadas es el de la situación normal I Fin de la construcción, ya a que al no contar con un cuerpo de agua sobre el talud aguas arriba, no se desarrolla una red de flujo evitando de esa manera las presiones de poro que contrarrestan a las fuerzas estabilizadoras de la presa.

La situación más desfavorable para las presas Tipas y Colpana coincide en ser la situación A5 Embalse nivel normal + sismo de proyecto, estas presas tienen la particularidad de que su vaso de almacenamiento posee suficiente capacidad para recibir un caudal máximo extraordinario por lo cual no se genera una elevación muy alta del nivel del agua y la porción de suelo saturado no se incrementa en gran magnitud de esa manera los parámetros de resistencia del suelo no se ven muy afectados en comparación con la situación A5 Embalse nivel normal + sismo de proyecto donde al producirse un sismo, se generan vibraciones, que

originan el desarrollo de fuerzas verticales y horizontales, con lo cual los esfuerzos de corte, tanto en la fundación como en el terraplén, se incrementan, lo cual reduce la estabilidad de las presas.

En la presa La Escuela la situación extrema 1 presa llena a nivel de aguas extraordinarias, es la situación más desfavorable ya que en este caso el caudal generado por la cuenca de aporte es considerable lo cual produce un incremento en el nivel de agua generando presiones de poro mayores contrarias a la estabilidad de las dovelas.

En este análisis también queremos conocer cuál sería el talud mínimo que permita cumplir con los factores de seguridad exigidos por la normativa SPANCOLD.

Al ser la situación A5 Embalse nivel normal + sismo de proyecto la situación más desfavorable para la presa Tipas, se calculó el factor de seguridad mínimo para diferentes taludes en esta condición.

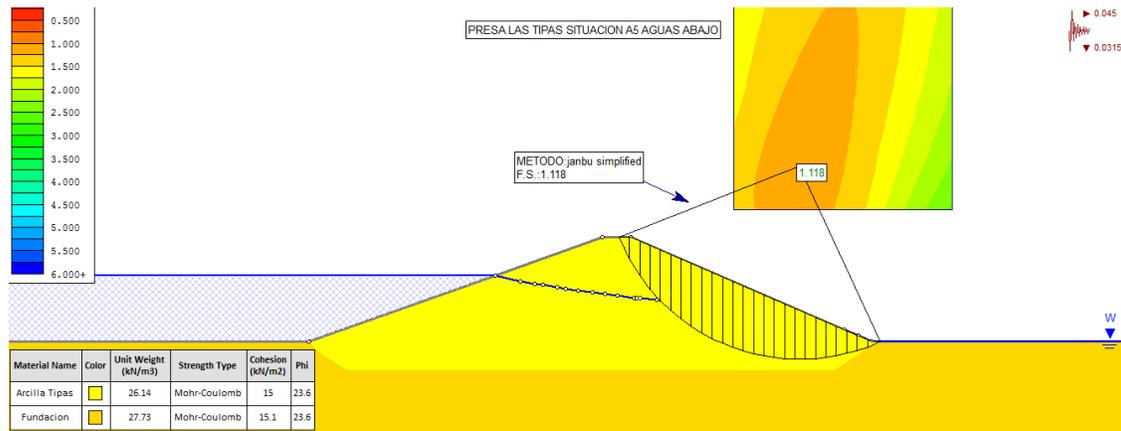
Tabla 5. 9 Factor de Seguridad para diferentes taludes Situación A5 Presa Tipas

Talud aguas abajo	Talud aguas arriba	Factor de Seguridad mínimo Jambu	Factor de Seguridad mínimo SPANCOLD
2.5	2	1.065	1.1
2.8	2.3	1.118	1.1
3	2.5	1.203	1.1

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los resultados obtenidos se puede aseverar que el talud usado para esta presa es el adecuado constructivamente ya que el talud optimo aguas arriba 2.8 y aguas abajo 2.3 no es constructivo.

Figura 5. 54 Factor de Seguridad para un talud mínimo presa Las Tipas



Fuente: Elaboración propia.

En el caso de la presa Colpana el factor de seguridad más desfavorable se da en la situación A5 que es igual a 1.111 muy próximo al factor de seguridad mínimo exigido por la norma SPANCOLD igual a 1.1 por lo que se podría decir que el talud con el que se construyó esta presa es el talud óptimo en tanto a seguridad y economía.

Para el caso de la presa La Escuela la situación E1 Embalse nivel de aguas extraordinarias es la situación más desfavorable, para el cual se calculó el factor de seguridad mínimo para diferentes taludes en esta condición.

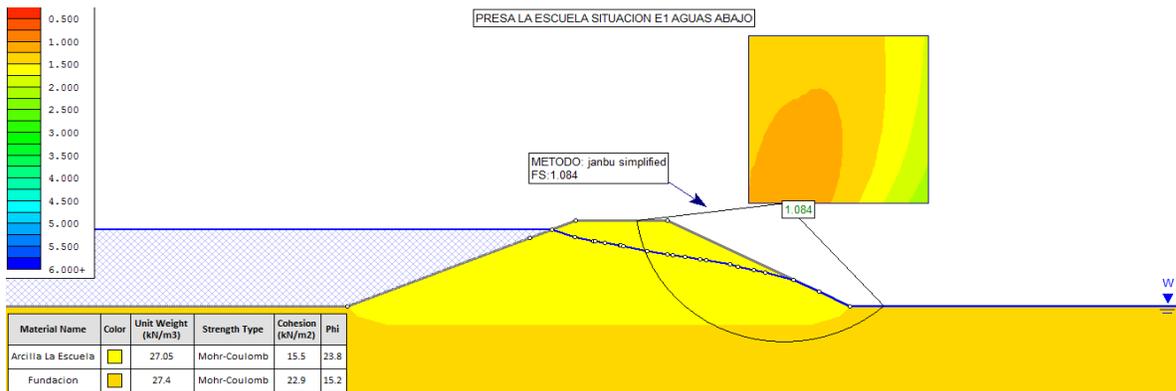
Tabla 5. 10 Factor de Seguridad para diferentes taludes Situación E1 Presa La Escuela

Talud aguas abajo	Talud aguas arriba	Factor de Seguridad mínimo Janbu	Factor de Seguridad mínimo SPANCOLD
3	2.5	1.065	> 1
2.5	2	1.187	> 1

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en este caso el Talud optimo 2.5 aguas abajo y 2 aguas arriba es menor al talud con el que se construyó la presa 3 aguas abajo y 2.5 aguas arriba por lo cual se podría aseverar que esta presa está sobredimensionada.

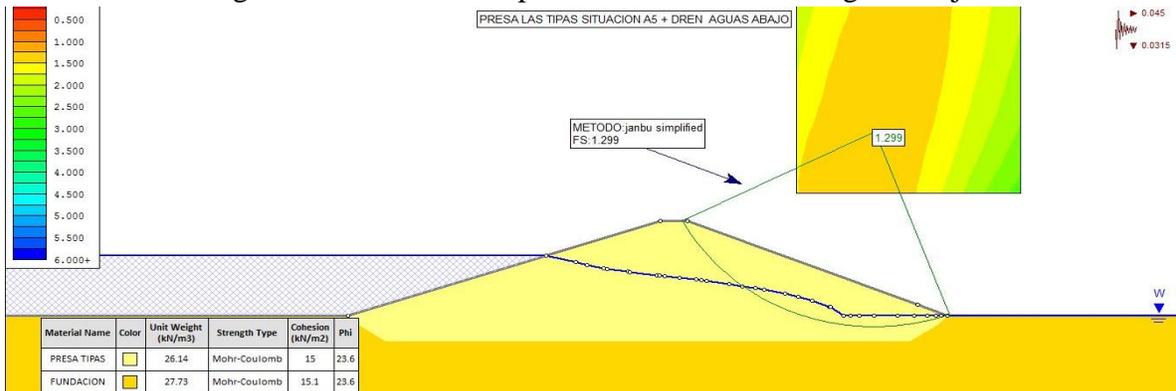
Figura 5. 55 Factor de Seguridad para un talud optimo presa La Escuela



Fuente: Elaboración propia.

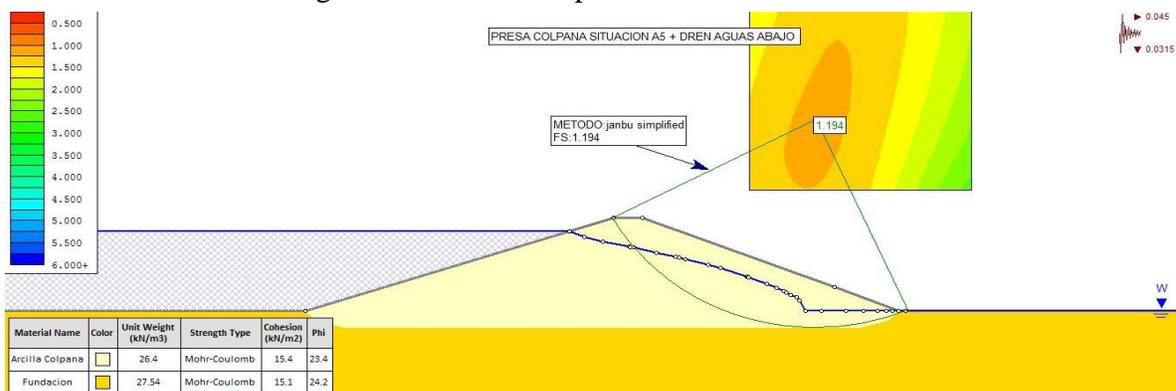
En este análisis también deseamos conocer cuánto contribuiría un dren en la seguridad de estas presas para la estabilidad de taludes en las situaciones más críticas analizadas anteriormente ya que ninguna de las presas cuenta con un dren.

Figura 5. 56 Presa las Tipas situación A5 + dren aguas abajo



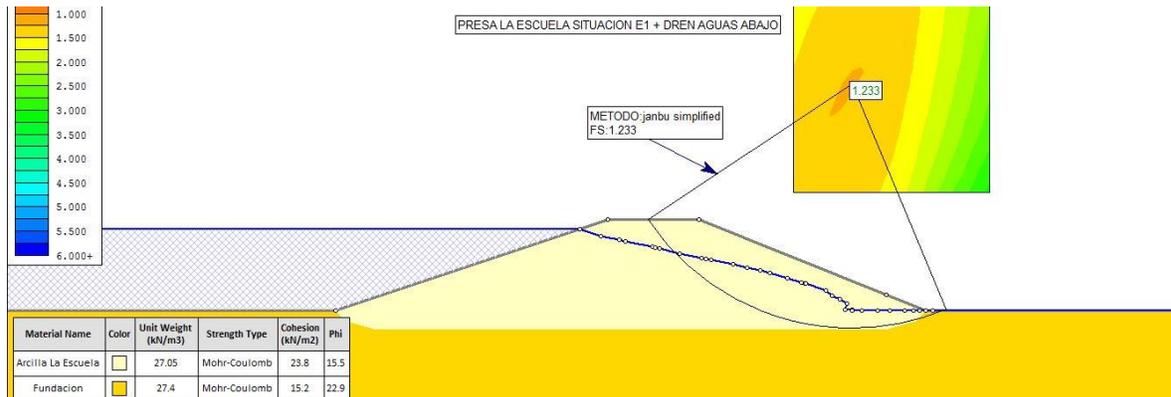
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5. 57 Presa Colpana situación A5 + dren



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5. 58 Presa La Escuela situación E1 + drenaje



Fuente: Elaboración propia.

El cálculo de las dimensiones de los drenes que se usaron para las tres últimas simulaciones se encuentra en el Anexo 7 Calculo del Dren. En la siguiente Tabla se mostrarán los factores de seguridad estimados con y sin dren y el porcentaje de seguridad que otorga el dren.

Tabla 5. 11 Comparación de factores de seguridad con dren y sin dren

Presa y situación de proyecto	Con dren	Sin dren	Porcentaje de Seguridad
Presa Las Tipas situación A5	1.299	1.203	7.98 %
Presa Colpana situación A5	1.194	1.111	7.47 %
Presa La Escuela situación E1	1.233	1.187	3.87 %

Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, también queremos analizar la diferencia existente entre los factores de seguridad obtenidos por los diferentes métodos para una misma situación del proyecto, si se observa en el anexo 6 estabilidad de taludes, los factores de seguridad menores para todas presas y situaciones de proyecto se dan por el método de Jambu, y los factores de seguridad más conservadores por el método de Bishop estas diferencias se deben a las consideraciones y simplificaciones que cada método realiza:

Tabla 5. 12 Diferencias entre los métodos de estabilidad de taludes usados

Método	Equilibrio de Fuerzas		Equilibrio de momentos
	Horizontal	Vertical	
Fellenius	NO	NO	SI
Bishop	NO	SI	SI
Jambu	SI	SI	NO

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la tabla anterior el método de Jambu no considera el equilibrio de momentos por lo cual arroja valores menores a los métodos de Fellenius y Bishop.

# **CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## **CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **6.1 Conclusiones**

En este trabajo se realizó el análisis de estabilidad de taludes en tres presas de tierra homogéneas del departamento de Tarija, mediante estudios de suelos y simulación vía software se comprobó que los factores de seguridad de estas presas cumplen con los factores de seguridad mínimos impuestos por la normativa española por consiguiente se puede concluir que estas presas son seguras.

Lo anterior permite afirmar la hipótesis planteada; ya que las dimensiones y parámetros de resistencia de los suelos que conforman las presas de estudio, fueron analizadas mediante simulación en el software slide v6.0 con métodos de equilibrio Fellenius, Bishop y Jambu bajo diferentes situaciones de proyecto (normales, accidentales y extraordinarias) y dieron como resultado factores de seguridad favorables comparados con los factores de seguridad mínimos solicitados por la normativa internacional SPANCOLD.

Con relación a la revisión bibliográfica existe una amplia información sobre estabilidad de taludes por métodos de dovelas, por lo que se pudo entender la importancia de cada factor, del que dependen estos métodos, como ser: geometría de la presa, propiedades de resistencia del suelo de fundación y cuerpo de la presa, permeabilidad del cuerpo y fundación de la presa además también mediante las guías de seguridad de presas de SPANCOLD se pudo establecer las situaciones de proyecto que son relevantes para las presas de estudio.

Caracterizar las propiedades físicas y mecánicas del suelo que componen las presas de estudio fue donde se tuvo mayor dificultad sobre todo para la estimación de parámetros de resistencia como son la cohesión y el ángulo de fricción ya que los ensayos recomendados para encontrar estos valores son ensayos triaxiales consolidados drenados y no drenados dependiendo de la situación del proyecto. El uso de estos aparatos es un tanto complicado para nuestro medio ya que no existe personal con la suficiente experiencia en el manejo de estos equipos, por lo que se optó únicamente realizar ensayos triaxiales consolidados no drenados.

En el caso de la estimación de permeabilidad en laboratorio se realiza mediante el permeámetro de carga variable, pero al tratarse de arcillas casi impermeables el flujo de agua es muy pequeño lo que dificulta realizar mediciones bien definidas de la infiltración, por cual se optó usar resultados de investigaciones realizadas para el mismo tipo de suelo.

Para realizar el análisis de estabilidad de taludes se optó por métodos de equilibrio de dovelas ya que estos métodos son los de mayor facilidad de comprensión, de gran uso a nivel mundial y son aceptadas por la normativa SPANCOLD, con los resultados se realizó un cuadro comparativo de factores de seguridad mínimos calculados y factores de seguridad mínimos recomendados por la normativa española con lo que se cumplieron todos los objetivos planteados en este estudio.

## **6.2 Recomendaciones**

Establecidas las conclusiones de este trabajo se recomienda:

Para la construcción de futuras presas, las instituciones encargadas del diseño y construcción de estas deben velar por un adecuado pre dimensionamiento tomando en cuenta necesariamente un análisis de estabilidad de taludes, ya que de este dependerá encontrar un talud óptimo para el cual la presa sea funcional, económica y segura.

También se recomienda buscar más información bibliográfica que permita continuar con el estudio del análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra, abordando métodos numéricos de elementos finitos y análisis para suelos parcialmente saturados.

Por otro lado, se recomienda que para futuros estudios de estabilidad de taludes en presas de tierra se incorpore la realización ensayos triaxiales consolidado-drenado lentos con mediciones de presión de poros con muestras inalteradas y saturadas del cimiento y del material de la cortina, el cual representa de mejor manera el estado de las características del suelo en la situación N2 embalse lleno a nivel normal.

Con relación a la red de flujo la línea superior no debe exceder la proyección vertical en 1/3 de la altura de la presa desde la base del talud aguas abajo, por lo que para evitar esa condición

por lo cual se recomienda para diseños posteriores el uso de drenes de flujo que canalicen las filtraciones y de esta manera evitar que estas lleguen hasta el talud aguas abajo.

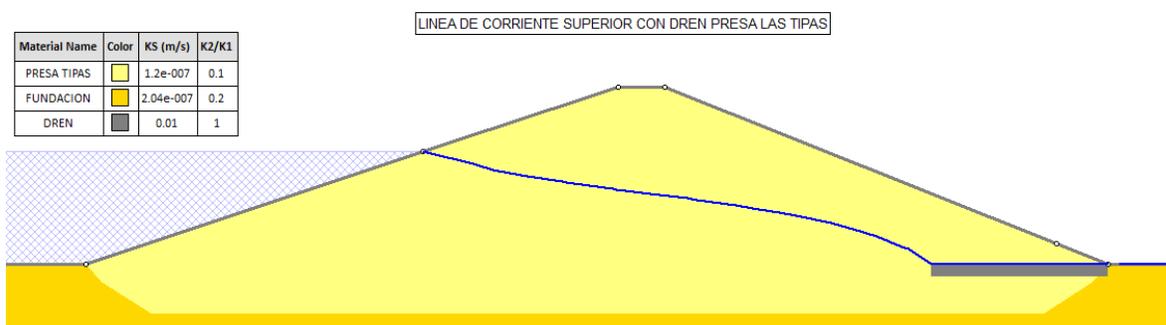
De las presas que se analizaron ninguna cuenta con drenes de flujo por lo tanto a manera de recomendación se hizo un diseño de la longitud de dren que estos deberían de tener (Anexo 7 Calculo del Dren) para de esta manera demostrar el comportamiento de la red de flujo si estas presas hubiesen sido construidas con un dren, los resultados y comportamiento de la red de flujo para las presas de estudio se muestran a continuación:

Tabla 6. 1 Longitud de dren recomendada y adoptada

Presa de estudio	Tipas	Colpana	La Escuela
Longitud de dren mínima calculada	11.03 m	22.00 m	14.06 m
Longitud de dren adoptada	14.00 m	22.00 m	15.00 m

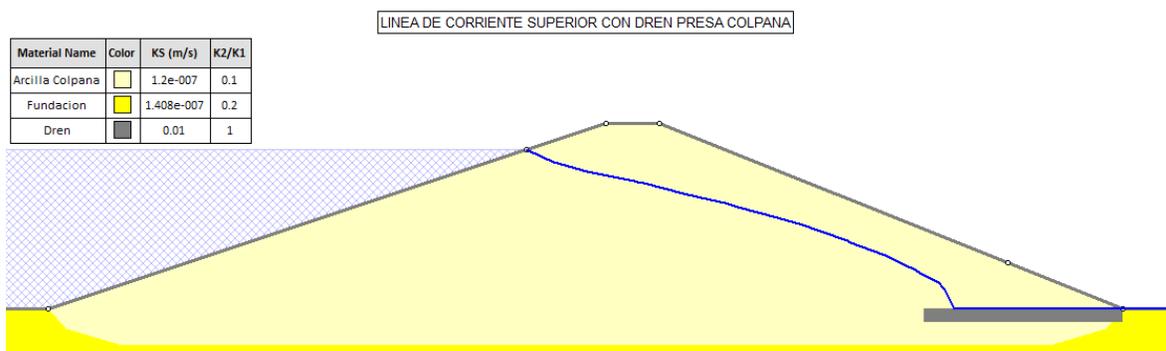
Fuente: Elaboración Propia

Figura 6. 1 Comportamiento red de flujo con dren presa Las Tipas



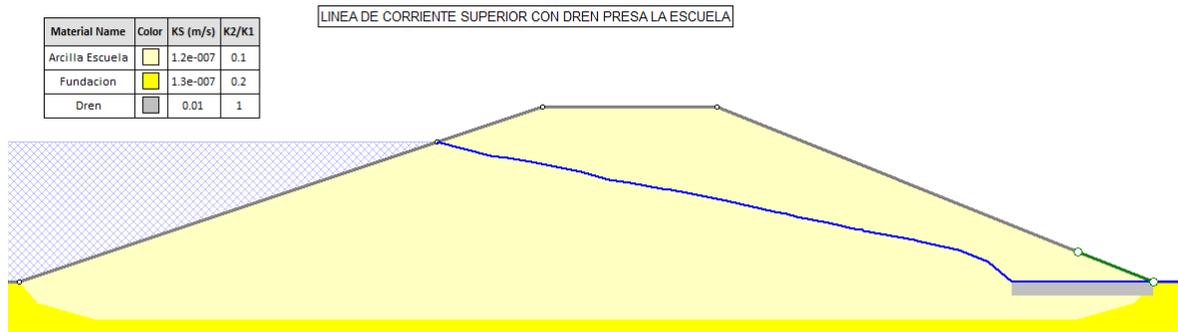
Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 6. 2 Comportamiento red de flujo con dren presa Colpana



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Figura 6. 3 Comportamiento red de flujo con dren presa La Escuela



Fuente: Elaboración propia con uso del Software Slide V 6.0.

Como se puede observar la red de flujo no llega hasta el talud aguas abajo en ninguna de nuestras presas, también al tener una menor porción del cuerpo de la presa saturado los factores de seguridad serán mayores y nuestras presas serán más seguras como se pudo ver en el acápite 5.5 Análisis de resultados.