

UCLV
Universidad Central
"Marta Abreu" de Las Villas



FC
Facultad de
Construcciones

Departamento de Ingeniería Hidráulica

TRABAJO DE DIPLOMA

Título: Modelación de la línea de corriente superior de la cortina-
canal del embalse Boquerones

Autor: Rogelio Armas Lantigua

Tutor: Ing. Michael Álvarez González

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

Se autoriza su utilización bajo la licencia siguiente:

Atribución- No Comercial- Compartir Igual



Para cualquier información contacte con:

Dirección de Información Científico Técnica. Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Carretera a Camajuaní. Km 5½. Santa Clara. Villa Clara. Cuba. CP. 54 830

Teléfonos.: +53 01 42281503

**Universidad Central “Marta Abreu”
de Las Villas
Facultad de Construcciones
Carrera Ingeniería Hidráulica**

Trabajo de Diploma



**MODELACIÓN DE LA LÍNEA DE CORRIENTE
SUPERIOR DE LA CORTINA-CANAL DEL
EMBALSE BOQUERONES**

Diplomante: Rogelio Armas Lantigua

Tutor:

- **Ing. Michael Álvarez González**

**–Santa Clara–
2018**

Pensamiento

“Si buscas resultados diferentes
no hagas siempre lo mismo.”

Albert Einstein

Agradecimientos

A mi mamá y mi papá, *por contar con su apoyo en todo momento, por brindarme sus consejos, sus valores, por el ejemplo que me han mostrado para salir adelante y por haberme educado de la forma en que lo hicieron y estar presente en mi vida.*

A mis Tíos quienes han sido incondicional en estos años.

A toda mi familia por su apoyo incondicional *su cooperación de una forma u otra, en ayudarme a lograr uno de mis propósitos en el transcurso de mi vida.*

A mis amigos y amigas que van y vienen por la vida dejando huellas imborrables.

A mis tutor : Ing. Michael Álvarez González *por ofrecer sus conocimientos y experiencias, por su apoyo y confianza en todo momento.*

A todos los organismos y entidades que prestaron su colaboración.

A todas aquellas personas que fueron imprescindibles en la realización de este trabajo y dieron mucho sin esperar recibir nada a cambio.

A todos... muchas gracias.

Dedicatoria

Deseo dedicarles este trabajo de diploma a todas aquellas personas que, de una forma u otra, directa o indirectamente, me han brindado su apoyo incondicional.

A mi madre y a mi padre, por ser las personas más importantes en mi vida, a los cuales les debo todo lo que soy.

A mis abuelos, que estoy seguro que se sienten orgullosos.

A mis tíos, primos, familiares y todas las personas que una forma u otra forman parte de mi vida por el gran apoyo, por los consejos siempre útiles en momentos difíciles durante estos cinco años, que permitieron salir adelante, por el cariño y la comprensión en todo momento.

A mis amistades, que han estado presente en el transcurso de estos cinco años y siempre han estado ahí para mí.

Resumen

Se realiza un estudio del estado de la estabilidad de los taludes y filtraciones en presas de tierra, haciendo énfasis en la investigación en la presa-canal Boquerones. Se utilizan software existente para el análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra como lo es el GeoStudio 2007. Mediante el mismo se referencia la forma de modelar el comportamiento de las filtraciones y la estabilidad taludes apreciando las etapas de la modelación. Se brindan los resultados de aplicación del programa. A partir de los estudios se establece un procedimiento general para el estudio de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas. A su vez se estima la Línea de Corriente Superior Teórica y el Factor de seguridad para determinar la estabilidad del talud aguas debajo de la estructura. Basado en las experiencias de trabajo previos con la utilización de técnicas de la modelación físico-numérica para visualizar el comportamiento de la LCS y así darle solución a la problemática que se estudia.

Palabras claves: filtraciones, modelación físico-numérica

Summary

The paper it's about the slopes stability status and seep in earth dams, focus research in the Boquerones dam-channel with earth structure. Many software is used for the analysis of seep and the slopes stability in earth dams such as the GeoStudio 2007. By means of the same, the way of modeling the behavior of seep and slopes stability is appreciated by theoretical models. The results of application of this program, are provided as easy sequence. The research proposes a general procedure for study the filtrations and slopes stability in dam-channel with earth structure. In turn, the Theoretical Water Level (TWL) and the Safety Factor are calculated for the structure. Based on previous work experiences in physical-numerical modeling techniques use to visualize the behavior of the TWL and thus provide a solution to the problem being studied

Keywords: *seep, physic-numeric modeling*

Índice

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1: ELEMENTOS TEÓRICO-CONCEPTUALES SOBRE LA MODELACIÓN EN PRESAS DE TIERRAS.....	8
1.1. CARACTERÍSTICAS GENÉRICAS DE LA MODELACIÓN FÍSICO-NUMÉRICA DE UNA PRESA DE TIERRA	8
1.2. PARTICULARIDADES DEL CÁLCULO TEÓRICO DE LA LÍNEA CORRIENTE SUPERIOR (LCS) EN PRESAS DE TIERRA.....	9
1.2.1. PRINCIPALES MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA LCS	12
1.3 NOCIONES GENERALES PARA EL CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD SECO EN PRESAS DE TIERRA. PRINCIPALES MÉTODOS	16
CONSIDERACIONES FINALES DEL CAPÍTULO.....	23
CAPÍTULO 2: FORMULACIONES BÁSICAS PARA EL PROCESO DE FILTRACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES EN PRESAS DE TIERRA	24
2.1. PRINCIPALES FORMULACIONES PARA EL CÁLCULO DE LAS FILTRACIONES EN PRESAS DE TIERRA	24
2.2. MÉTODOS DE CÁLCULO PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES	29
CONCLUSIONES PARCIALES.....	32
CAPÍTULO 3: MODELACIÓN DE LAS FILTRACIONES Y CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL TALUD EN LA PRESA-CANAL BOQUERONES	33
3.1. DATOS GENERALES DE LA PRESA-CANAL BOQUERONES	33
3.1.1. SELECCIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA A UTILIZAR Y ANÁLISIS DEL DOMINIO	34
3.2. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA LCS EN LAS SECCIONES DE ESTUDIO DE LA PRESA-CANAL BOQUERONES	41
3.3. CÁLCULO DEL FS DEL TALUD SECO DE LA CORTINA-CANAL EN EL EMBALSE BOQUERONES	43
CONCLUSIONES.....	44
RECOMENDACIONES.....	45
BIBLIOGRAFÍA	
ANEXOS	

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

El cálculo de la Línea de Corriente Superior (LCS) en presas de tierra y canales ha sido un tema ampliamente investigado a nivel internacional. En la presente investigación se pretende abordar este problema clásico como solución a un problema de mayor complejidad, donde la cortina de la presa la constituye un canal excavado en tierra.

El desarrollo de la tecnología aplicada a diversos campos de la ingeniería ha permitido la aparición y modernización de nuevos y variados métodos de modelación de fenómenos reales. La aplicación de esta tecnología a obras reales posibilita un mejor entendimiento de los fenómenos complejos que se generan en estructuras de diversos materiales locales. Estos avances de las ciencias de la computación aplicadas a las ingenierías han permitido la obtención de soluciones más aproximadas al fenómeno real.

Además, se considera válido señalar que el desarrollo acelerado en la prospección y caracterización del comportamiento de los suelos, hace necesario la continuidad de implementar y desarrollar novedosos métodos científicos en los que se consideren criterios técnicos que hasta la actualidad han sido simplificados teóricamente en su totalidad.

La evaluación de filtraciones a través de las cortinas en presas de tierra, así como de las zonas subyacentes a ella, han sido estudiadas de diversas maneras y con distintos enfoques según las consecuencias que ellas pueden producir como lo destacan en sus resultados varios autores (Flores Toro, 2009),(L. Hernández, 2015; Sentmanat Velázquez, 2016).

Entre los efectos no deseados asociados al proceso de las filtraciones, están los problemas en la estabilidad del talud aguas abajo en la cortina, la pérdida de agua en el embalse y la pérdida de materiales por transportación molecular (como lo es en el caso de las sales) o de partículas (en el proceso de tubificación).

El estudio de estas filtraciones, ha sido objeto de soluciones analíticas y posteriormente fundamentadas y evaluadas en programas de modelación numérica.

El desarrollo de nuevas herramientas computacionales, permite simular tanto la zona saturada como la no saturada del flujo, lo que hace más completo el fenómeno, y más confiable la solución, este tipo de análisis...

Las presas, obras hidráulicas de envergadura, vitales para el desarrollo de planes sociales y económicos en el mundo moderno. Estas obras de gran trascendencia económica y social, se ven afectadas con la aparición de fenómenos desestabilizadores que limitan su explotación y atentan contra su seguridad. Numerosos son los ejemplos de obras que en el país han tenido manifestaciones de patologías de diferentes magnitudes, que implican el realizar reparaciones a corto o mediano plazo, incluyendo las cortinas de tierra, que pueden ser las más afectadas durante su régimen de explotación.

La toma de conciencia sobre este problema, se manifiesta desde 1960 a causa de un aumento de la actividad hidráulica en el país a partir de una política nacional conocida como la Voluntad Hidráulica (Castro, 1964). Es a partir de este momento cuando se intensifican los estudios de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra, como plantean (L. Álvarez, 1998; Sarduy, 2010; A. Hernández, 2014b, 2014a; Álvarez , Álvarez, Azorín y Hernández, 2015).

La importancia económica de las presas de tierra es incuestionable, para el abastecimiento de agua a la agricultura, la industria y la población. También se utilizan en el control de inundaciones como embalses hidro-reguladores durante el tránsito de avenidas, en producción de energía eléctrica, recreación e industria del turismo, cría de peces, navegación, etc.

El mantener en estado operativo con las sistemáticas intervenciones de preservación y mantenimiento de estas obras hidráulicas, es un área de desarrollo científico mundial en la actualidad, como abordan varios autores (Microsoft, 2007) (ICGC, 1978) al detallar en técnicas constructivas y valoraciones de factibilidad económica.

El diseño de las presas de tierra, lleva implícito garantizar la estabilidad de los taludes para los tres estados críticos a las que es sometido el embalse a lo largo de su vida útil: final de construcción, operación y desembalse rápido (Sherald y

Woodward, 1963; Johonson *et al.*, 1970; Vanantwerp, 1970; Armas y Horta, 1987; Armas, 1990; Jansen, 1995; Dibiagio, 2000; Armas, 2002; Bulley, Wark y Somerford, 2003; Li y Wang, 2017).

Las más recientes investigaciones en presas cubanas (Guedes, 2016), a partir del estudio de 52 casos de presas dañadas, en las 16 provincias del país, muestran que el orden actual de ocurrencia de las causas de falla, es el siguiente:

1. Deslizamiento de taludes.
2. Rebase de la cortina.
3. Sifonamiento.
4. Pérdidas por filtraciones.
5. Agrietamiento.

En las presas de tierra, la acción de empuje del agua embalsada provoca movimientos significativos en la cortina del embalse. La variabilidad de los niveles de agua dentro del medio permeable que conforma la Línea de Corriente Superior (LCS), es otro de estos elementos técnicos que se estudian en detalles para definir un área o volumen de material que está completamente saturado. Definir la zona de principal interés ante posibles filtraciones a causa de la variabilidad conductiva del medio poroso que se manifiesta en el talud de aguas abajo implica a su vez la necesidad de evaluar la estabilidad y seguridad de la obra como plantean (L. Álvarez, 1998; M. Álvarez, Martínez, Espinosa y San Roman, 2014; Álvarez , Álvarez, Azorín, *et al.*, 2015; Álvarez , Álvarez y Martínez, 2015; L. Hernández, 2015; M. Álvarez, Álvarez y Vazquez, 2017)

Analizando el tema de las patologías de las filtraciones en paredes de suelo se tiene que el flujo del agua a través de la propia cortina y del terreno de la cimentación es estimado por medio de la información obtenida en lo referente a tres aspectos fundamentales:

- El gasto de agua de infiltración a través de la zona de flujo.
- La influencia del flujo del agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que ocurre.

- Las posibilidades del agua de infiltración de producir arrastres de material sólido, erosiones y sifonamiento (Armas y Horta, 1987).

Las patologías en las estructuras de tierra, se manifiestan por diversos factores: defectos de diseño o construcción, esfuerzos mecánicos, mala elección de materiales entre otros, sobre este tema abordan experiencias varios autores (Díaz, 2010) .(L. Álvarez, 1998; Barrios, 2010; Fernández, 2010; Álvarez y Álvarez, 2013; Álvarez , Álvarez y Martínez, 2015).

Durante el proceso de concepción tecnológica de la construcción y realización de un embalse se identifican los estudios presentados para fomentarse y ser bases de gran valor para futuras investigaciones de diseño de presas de tierra contenidas en las realizaciones de varios autores (Sherald y Woodward, 1963; Armas y Horta, 1987; Armas, 1990, 2002; Dhandre, Kamalasekaran y Pandey, 2016; Li y Wang, 2017).

La necesidad de utilizar el agua embalsada para riego y abasto por gravedad implicó la creación de nuevas estructuras de tierra. Surgen entonces los canales y su utilización se base como un principio de conductos abiertos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad como un flujo libre, dado que la superficie del liquido esta en contacto con la atmosfera.

En la construcción de un canal se deberá tener en cuenta:

- La capacidad o cantidad de agua que va a conducir.
- El tipo de material (suelo/hormigón), que determinará la inclinación de las paredes del canal en relación a su base (talud).
- La pendiente del terreno.
- Tipos de obras de control hidrométrico y derivación del flujo.

Con la presencia de una vasta red de canales para la transportación del agua desde las presas a las zonas de riego, se evidencia la factibilidad e importancia para la vida y desarrollo económico-social del hombre. El diseño, construcción y rehabilitación de estos complejos hidráulicos con su red de canales son hoy unos de los problemas que afrontan los ingenieros en su cotidiano ejercicio profesional. El controlar las afectaciones por la filtración y conocer y modelar los factores que

influyen en ella que varían desde la permeabilidad del material utilizado, el tirante del agua del canal, la temperatura, tiempo de explotación, caudal de diseño y real que circula por el mismo son elementos que aún son objeto de nuevas investigaciones en todas las ramas del saber.

Objeto campo y alcance de la investigación

Esta investigación se desarrolla en el campo de la ingeniería hidráulica utilizando herramientas de la modelación físico-numérica, para abordar como objeto de estudio las filtraciones existentes en presas de tierra y la estabilidad del talud seco.

Problema científico

¿Cómo realizar los estudios de la LCS para determinar los problemas de filtraciones y estabilidad de taludes existentes en presas de tierra (caso de estudio la presa-canal Embalse boquerones), con el empleo de la modelación por el Método de los Elementos Finitos (MEF)?

Hipótesis

Si con el empleo de la modelación numérica es posible obtener la LCS en un análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra a partir de la modelación físico-numérica por medio del Método de los elementos Finitos, entonces, será posible proponer soluciones de control al proceso de filtraciones en el talud húmedo de la cortina-canal y chequear los factores de seguridad de los mismos.

Objetivo General

1. Aplicar técnicas de la modelación física-numérica que permita calcular la LCS teórica y estimar el factor de seguridad del talud aguas debajo de la cortina-canal.

Objetivos específicos

1. Realizar una revisión bibliográfica de la documentación especializada en el campo que se desarrolla la presente investigación.
2. Identificar los distintos métodos y formulaciones de la modelación de patologías de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra y paredes en suelo.
3. Realizar una modelación físico-numérica de las filtraciones y la estabilidad de taludes empleando el programa de computación GeoStudio 2007 para la presa-canal Boquerones.

Tareas investigativas

1. Estudiar la bibliografía y análisis de los documentos especializados existentes en bibliotecas, repositorios, bases de datos e internet.
2. Captar de los datos generales y todas las características del embalse objeto de estudio.
3. Compilar los parámetros característicos correspondientes al embalse a partir de informes técnicos e investigaciones de campo realizadas.
4. Identificar los principales métodos teóricos de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra y sus particularidades.
5. Aplicar el MEF en el programa computacional GeoStudio 2007 para modelar el proceso de filtraciones y estabilidad de taludes en la presa-canal Boquerones.

Novedad científica

Se procede al análisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en una presa-canal de tierra mediante la utilización de las distintas bases conceptuales y métodos computacionales por medio del MEF como una herramienta de cálculo.

Resultados esperados

1. Facilitar nuevas experiencias en el uso de herramientas técnicas que contribullan al estudio de las filtraciones en paredes de suelo, aplicadas en el caso de estudio.

Estructura de la investigación

- Introducción
- Capítulo 1: Elementos teórico-conceptuales sobre la modelación en presas de tierras.
- Capítulo 2: Formulaciones básicas para el proceso de filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra.
- Capítulo 3: Modelación de las filtraciones y cálculo del factor de seguridad del talud en la presa-canal Boquerones.
- Conclusiones
- Recomendaciones
- Bibliografía
- Anexo

CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 1: ELEMENTOS TEÓRICO-CONCEPTUALES SOBRE LA MODELACIÓN EN PRESAS DE TIERRAS

1.1. CARACTERÍSTICAS GENÉRICAS DE LA MODELACIÓN FÍSICO-NUMÉRICA DE UNA PRESA DE TIERRA

La modelación de una estructura dispone de ser analizada por métodos de cálculo y un modelo teórico accesible, además debe incluir las propiedades que componen el elemento a modelar, para esto es debido la recopilación de datos para el análisis de las propiedades elásticas del material del suelo y sus propiedades geométricas.

Para la realización de la modelación debemos tener en cuenta el análisis del problema real que se está tratando, tener presente el modelo de las cargas y además del material de la estructura y los diferentes métodos de diseño y seguridad que se aplican a la estructura para la solución de la problemática.

La modelación físico-numérica ha tenido una amplia difusión a nivel mundial en la ingeniería con la aparición de programas de computación modernos. Estas herramientas, permiten al ingeniero analizar problemas cuya solución analítica es inabordable y la empírica es inexacta dada incertidumbre que posee la naturaleza del fenómeno que se estudia, por lo que actualmente se obtiene una respuesta adecuada al aplicar estas técnicas de cálculo numérico por medio de modelos físico-matemáticos.

La modelación aplicada a las presas es un importante paso de avance para la evaluación de su seguridad, dado que todos tienen por objetivo común determinar y evaluar el comportamiento de la estructura ante distintas situaciones y facetas en las que se puede encontrar con el paso del tiempo que puedan ser de peligro vulnerabilidad y riesgo que pueden ser causados por un grupo de fenómenos extremos.

A la hora de establecer un método numérico se deben considerar que existen muchas alternativas, dentro de los cuales aparecen los métodos de mayor relevancia en geotecnia: el Método de Diferencias Finitas (MDF), el Método de las Características (MC), Método de las Ecuaciones Integrales (MEC) y el MEF.

Ejemplo de esto es expuestos por Armas y Horta (1987) sobre la base del MEF en la solución y cálculo de la LCS de flujo de agua y análisis de la estabilidad de taludes.

En los datos copilados, y diferentes resultados investigativos, proyectos ejecutados en las empresas nacionales (específicamente en al IPH VC¹) y trabajos de diplomas previos, se decide optar por la herramienta computacional GeoStudio v7 para abordar el problema de modelación como una propuesta de solución a las filtraciones y cálculo del factor de seguridad de los taludes en la presa-canal Boquerones.

Se identifican otros softwares principales para abordar similares problemas en presas de tierra como lo son el Plaxis, AbacusCAE, Soffice y otros más; en los cuales se puede abordar diversos fenómenos en 2D y 3D problemas tenso-deformacionales, análisis dinámicos, filtraciones en pared de suelo, estabilidad de taludes según las experiencias presentadas por Álvarez (1998).

1.2. PARTICULARIDADES DEL CÁLCULO TEÓRICO DE LA LÍNEA CORRIENTE SUPERIOR (LCS) EN PRESAS DE TIERRA

En la determinación de la LCS se ejemplifica en el cálculo de las líneas equipotenciales que condicionan la red de flujo.

Para la presente investigación se asume por LCS, a la línea que delimita la parte superior del cuerpo de la cortina de la presa hasta donde se establece el flujo, por debajo de ella existirá flujo y por tanto el suelo estará saturado, mientras que por encima de ella no existe flujo y el suelo está parcialmente saturado, excepto una pequeña franja cercana a la línea de corriente superior, LCS donde el suelo pudiera estar saturado por capilaridad, dicha franja es muy pequeña. La línea de corriente superior, LCS, no solo es una línea de flujo, sino que es una línea de equiparación, donde todos sus puntos tienen la presión cero o atmosférica en la escala absoluta de presiones.

¹ Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Villa Clara.

También se demostró que, a la línea de corriente superior, LCS la cortan las equipotenciales a intervalos verticales iguales entre sí e iguales al Δh de la red. Para poder establecer la red de flujo, resulta necesario inicialmente delimitar la región donde se desarrolla el flujo, lo que para el caso de flujo libre a través de la cortina de una presa no se conoce a priori (Quevedo, 2016).

Como paso previo necesario para el trazo de la red de flujo en presas de tierras es necesario conocer cómo establecer la línea de corriente superior, LCS. Donde existen tres casos que se pueden presentar en cuanto a la forma de la entrada de la línea de corriente superior, LCS, en presas de tierra, en función del ángulo de inclinación del talud aguas arriba de la misma,

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

Dentro de las particularidades del cálculo de la línea de corriente superior se encuentran las condiciones de entrada y salida por las cuales puede definirse que método utilizar para el análisis de las filtraciones y para dibujar la red de flujo en presas de tierra.

Dentro de la determinación de la línea de corriente superior se tiene en cuenta diferentes aspectos como lo son:

Que para pequeñas inclinaciones de la línea de corriente superior las líneas de flujo pueden considerarse horizontales y, consecuentemente, las líneas equipotenciales como verticales.

Que 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 aquél.

Se recuerda que, por definición el potencial de velocidad vale en el flujo bidimensional: De donde puede escribirse, tomando un plano de referencia apropiado: Considerando a la atmosférica como origen de la escala de presiones ($p=0$), en línea de corriente superior $h(y) = y$. Y : Si la línea de corriente superior tiene pequeña inclinación, altura de todos sus puntos variará poco de un valor medio

y desarrollando $h = f(x, y)$ en serie de Taylor, se tendrá: En virtud de que se admite que la línea de corriente superior es poco inclinada, el segundo término del segundo miembro de la serie anterior es despreciable, pues contiene como factores al gradiente hidráulico en la dirección vertical y la diferencia $y - Y$, cantidades ambas que son chicas bajo la hipótesis en consideración.

Por ser constante Y , la función $h(x, Y)$ depende sólo de la variable x . Por ello: Se ve entonces que la carga hidráulica h es solo función de x y, por lo tanto, tiene que ser la misma e igual a la elevación de la línea de corriente superior en puntos de una misma vertical, de manera que las verticales son líneas equipotenciales, con lo que se ve que es matemáticamente admisible la primera hipótesis de Dupuit. Al mismo tiempo la ecuación anterior indica que el gradiente hidráulico es el mismo en todos los puntos de cualquier vertical, con lo que queda visto que también es matemáticamente admisible la segunda hipótesis de Dupuit.

Con base en las hipótesis de Dupuit se obtiene una relación para el estudio de problemas de flujo no confinado.

El primer método aproximado para conocer la forma de la línea de corriente superior y el gasto en una presa de sección homogénea o en el corazón impermeable de otra de sección diferente, fue presentado simultáneamente por Schaffernak y Van Iterson. El método se basa en Dupuit, pero toma en consideración hasta cierto punto las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior.

Se supone que se conoce un punto de la línea de corriente superior; este punto será el M , de coordenadas (d, h) consideradas conocida. La posición de M puede fijarse siguiendo una regla propuesta por A. Casagrande, según la cual el punto M está en el nivel del agua tras la presa.

Tomando como base la hipótesis de Dupuit, el gasto en cualquier sección vertical bajo la línea de corriente superior, de altura y posición x , será: Que proporciona la ecuación de la línea de corriente superior e indica que ésta es una parábola. La constante C de integración puede obtenerse manejando las coordenadas del punto conocido, por el que pasa la parábola: Si $x = d$, $y = h$. De donde: Substituyendo el valor de C en la ecuación de la línea de corriente superior:

Se debe conocer que la línea de corriente superior debe salir tangente al talud aguas abajo.

La fórmula de la tangente, basada en las hipótesis de Dupuit, solo da buenos resultados cuando la línea de corriente superior es bastante tendida, lo cual en la práctica sólo se cumple para valores del ángulo α no muy grandes. A. Casagrande recomienda que solamente se utilice en aquellos casos en que $\alpha < 30^\circ$.

Leo Casagrande propuso un método que mejora el anterior, en el que además de tomarse en cuenta las condiciones de entrada y de salida de la línea de corriente superior, se substituye el gradiente supuesto por las hipótesis de Dupuit, numéricamente igual a la pendiente de la línea de corriente superior.

Por el valor real de dicho concepto: Sin embargo, L. Casagrande sigue conservando la hipótesis de que este gradiente es constante a lo largo de todos los puntos de una vertical. De acuerdo con esta posición, el gasto en una sección vertical vale: Suponiendo conocido el punto M (d, h), lo cual también es un prerequisite indispensable para aplicar esta solución y suponiendo también que se dispone de la distancia s_0 sobre la línea de corriente superior correspondiente a ese punto, puede calcularse la constante C. Si $s = s_0$; $y = h$

Alrededor de 1931, Kozeny propuso una solución rigurosa para el caso donde las presas tienen el valor del ángulo de 180° . Según él, las familias de líneas de flujo y equipotenciales son dos familias de parábolas de mismo foco (punto A); la ecuación de la línea de corriente superior, referida a un sistema de ejes rectangulares con origen en el foco A es: Donde y_0 es la ordenada en el origen de coordenadas de la línea de corriente superior. En la solución se supone otra vez un punto conocido M de coordenadas d y h , con lo cual se pueden encontrar las distancias a_0 y y_0 .

1.2.1. PRINCIPALES MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA LCS

Diversos han sido los métodos utilizados a través del tiempo para lograr el cálculo de la Línea de Corriente Superior dentro de los cuales aparecen soluciones como las de Schaffernak y Van Iterson, Kozeny y Casagrande que son las principales y de mayor utilización.

- **Método Schaffernak y Van Iterson**

Se diferencia de la de Dupuit en que es solo válida para el caso de $h_0 = 0$ y que considera la formación una superficie filtración, cuya longitud. El método descansa en las hipótesis de Dupuit, pero toma en consideración, hasta cierto punto, las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior de la presa de tierra.

Con vista a considerarlas condiciones de entrada de la LCS se supone conocido el punto M, de coordenadas $(d; h)$. Arthur Casagrande propone la posición del punto M, a una distancia de 0.3 m a la izquierda. 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 $(x; y)$

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

1. Con las distintas ecuaciones del método se puede calcular el gasto de filtración sin necesidad de trazar la red de flujo.
2. Conocidos los puntos M y 4 puede trazarse la LCS.

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.

- **Método de Kozeny**

Kozeny propuso una solución rigurosa en 1931 para cuando $\theta = 180^\circ$, en el caso de una presa de tierra que tiene un colchón de drenaje.

Esta solución considera la red de flujo formada por dos familias de parábolas del mismo foco A. Donde se supone, conocido el punto M, de coordenadas (d, h) para calcular las distancias a a_0 y y_0 .

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

1. La relación entre a_0 y y_0 es una propiedad matemática conocida y definida geoméricamente por las propiedades de las parábolas.
2. La línea de corriente superior (LCS) posee una inclinación sobre el origen en $x = 0$; $y = y_0$ de 45° .
3. Al plantearse que $q = k$. Se define que $i = 1$, y se considera el gradiente igual a la pendiente de la LCS, donde $i = \tan \alpha$ (hipótesis de Dupuit), y que en esa sección $\frac{dy}{dx} = 1$.
4. Si se deriva $\frac{dx}{dy} = \frac{y}{y_0}$, de igual forma se puede obtener que $\frac{dy}{dx} = \frac{y_0}{y}$, por tanto, para $y=0$, entrada al drenaje, $\frac{dy}{dx} = \infty$, lo que implica que la LCS entra al drenaje totalmente vertical, además para $y=y_0$ se obtiene que $\frac{dy}{dx} = 1$, demostrándose lo planteado anteriormente que la pendiente de la LCS en $x = 0$; $y= y_0$ es de 45° .
5. La parábola de Kozeny es también denominada como “parábola básica”
6. La condición de entrada de la LCS se corrige a criterio del especialista, siguiendo la propuesta de Casagrande.

- **Método de Casagrande**

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

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

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

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

Estos supuestos permiten acotar en una sección las zonas que se consideran saturadas y en consecuencia por donde pasa el gasto objeto del cálculo por medio de la solución propuesta.

Casagrande (1937) proporciona los siguientes consejos a la hora de trazar las líneas de flujo:

1. Úsense todas las oportunidades posibles para estudiar la apariencia de las redes de flujo bien hechas, tratando después de repetir las sin tener a la vista el modelo, hasta obtener dibujos satisfactorios.
2. Usualmente es suficiente trazar la red de flujo con una cantidad de canales comprendidos entre cuatro o cinco. El uso de muchos canales dificulta grandemente en trazo y desvía la atención de los aspectos esenciales.
3. Debe siempre obtenerse la apariencia de la red en conjunto, sin tratar de corregir detalles, hasta que toda ella esté aproximadamente bien trazada.
4. Frecuentemente hay partes de la red en que las líneas de flujo deben ser aproximadamente rectas y paralelas; en ese caso los canales son más o menos del mismo ancho y los cuadrados deben resultar muy parecidos.
5. Puede facilitar el trazo de la red el comenzar por esa zona.
6. Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas (especialmente la superior y la inferior) son frecuentemente simétricas, y las líneas de flujo y las equipotenciales son, entonces, de formas parecidas a las elípticas.
7. Un error común en los principiantes es el de dibujar transiciones muy bruscas entre las partes rectas y las curvas de las diferentes líneas. Debe tenerse presente que las transiciones deben ser siempre muy suaves y de forma parabólicas o elípticas; el tamaño de los diferentes cuadrados debe ir cambiando también gradualmente.

1.3 NOCIONES GENERALES PARA EL CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD SECO EN PRESAS DE TIERRA. PRINCIPALES MÉTODOS

Uno de los aspectos más analizados y tratados con relación a las presas de tierra lo constituye la estabilidad de sus taludes, sobre los cuales serán comentadas algunas generalidades de sus métodos de análisis y conceptos generales.

La falla de un talud se puede apreciar cuando ocurre a lo largo de una superficie, siendo la figura geométrica más utilizada el círculo para representar una falla de tipo circular en el plano, en la que los esfuerzos tangenciales actuantes superan la resistencia a la fuerza cortante.

El método de introducción de la seguridad de talud utilizado, es el del Factor de Seguridad Global, por lo que el análisis de la estabilidad de taludes consiste en determinar el menor Factor de Seguridad que pueda tener dicho talud, asociado a la superficie de falla crítica, y lograr que el mismo cumpla con los valores establecidos de dicho factor de seguridad como criterio requerido a partir de valores normado o estándares internacionales (Johanson *et al.*, 1970; Vanantwerp, 1970; Jones, 1986b, 1986a; Armas y Horta, 1987; Armas, 2002).

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes se enfocan generalmente en los análisis límites, que consisten todos en suponer un mecanismo de falla para el talud y aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material, una forma de ver si con dicha resistencia hay o no posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse. En el análisis de taludes siempre se ha imaginado que el fallo ocurre por deslizamiento de la masa de suelo actuando como un cuerpo rígido a lo largo de una superficie de falla supuesta. Se considera que a lo largo de esa superficie de falla el suelo desarrolla la máxima resistencia según varios autores (NC-48-18, 1983; Cuenca, 2001; Quevedo, 2001b, 2001a; Carrillo, Linkimer, Rodríguez y Zúñiga, 2002; González, Ferrer, Ortuño y Oteo, 2002; Millones, 2002; Morales, 2004; Quindi y Armas, 2004; Gavilanes, 2006; Rojas y Mora, 2009; Mena, Nava y Arzola, 2010; Álvarez, Álvarez, Azorín, *et al.*, 2015).

Se puede definir que la falla por estabilidad de taludes ocurre cuando a lo largo de una superficie, siendo la más utilizada la circular en el plano, los esfuerzos tangenciales actuantes superan la resistencia a cortante.

En el análisis de la estabilidad de taludes se pueden presentar diversos problemas, como lo son:

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

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

- Se supone una pendiente para el talud y se comienza a trazar posibles superficies de fallas y a cada uno de ellas se le determina el factor de seguridad.
- Se determina la superficie de falla crítica, asociada a la que dio menor factor de seguridad.
- Se compara ese factor de seguridad mínimo con el factor de seguridad requerido.
- Si el factor de seguridad calculado es mayor y similar al requerido, el talud es seguro y económico y es el resultado del diseño.
- Si el factor de seguridad calculado es muy superior al requerido, debe aumentarse la Pendiente del talud y repetir el proceso hasta que se logre un factor de seguridad mayor y similar al requerido.

- Si el factor de seguridad calculado es menor que el requerido, debe disminuirse la pendiente del talud y repetir el proceso hasta que se logre un factor de seguridad mayor y similar al requerido según (Sentmanat Velázquez, 2016).

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

Los métodos de cálculo para analizar la estabilidad de un talud se pueden clasificar en dos grandes grupos: métodos de cálculo con modelos numéricos o métodos de equilibrio límite.

- **Métodos de equilibrio límite**

Los modelos de equilibrio límite se basan en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. Su principal limitación es que suponen que la resistencia al corte del terreno se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte, sin tener en cuenta el estado tensional ni la cuantía de las deformaciones. La movilización del terreno da lugar respecto a las direcciones, magnitudes y/o puntos de aplicación de algunas de las fuerzas presentes.

- **Cálculos con modelos numéricos**

En algún caso particular, puede ser interesante cuantificar las deformaciones producidas en el talud. Por ejemplo, si existe un edificio muy próximo a la coronación del talud, puede ser necesario estudiar las deformaciones inducidas en la cimentación del edificio. En esos casos los modelos de equilibrio límite únicamente garantizan la estabilidad del talud, pero no permiten resolver el problema del efecto

de la excavación en el edificio. De ser así, puede ser recomendable acudir a modelos de diferencias finitas o elementos finitos más complejos, que estudian el estado tensional de los elementos y sus deformaciones.

Este tipo de métodos requiere una desratización previa del problema mediante una malla. En primer lugar, se modela la sección tipo de estudio: se establecen los parámetros de las diferentes unidades geotécnicas (c , ϕ , E , ν), y se definen las condiciones iniciales del estado tensional del terreno y la presencia de nivel freático. Posteriormente, se simula la secuencia constructiva. Los métodos numéricos aplican el método "*phi-reduction*", con una reducción de la resistencia de todos los materiales, aplicando un factor de seguridad F hasta alcanzar un valor en el cual el proceso no es convergente.

Existen experiencias que comparan el cálculo mediante elementos finitos con los métodos de rebanadas, que concluyen que existe una buena concordancia de resultados.

En el estudio de la estabilidad de taludes se abordan fenómenos de estado último o de rotura de masas de suelo, siendo el agente externo responsable de la inestabilidad una fuerza de masa como el peso y los efectos de filtración, a los cuales se añaden otros factores como las sobrecargas. Para poder abordar los mecanismos de rotura, es de especial importancia conocer la cinemática de los movimientos.

En el estudio de estabilidad, precisamos conocer con la máxima precisión los parámetros resistentes (c' - $\phi\phi'$) de cada uno de los niveles afectados, los cuales dependerán de los movimientos experimentados por el subsuelo. Frente a las incertidumbres tanto de las cargas aplicadas, como de los parámetros resistentes del terreno, aplicaremos el correspondiente factor de seguridad frente al deslizamiento.

Para los cálculos de estabilidad de taludes podemos emplear modelos de equilibrio límite o modelos numéricos. Los modelos de equilibrio límite se basan en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. Para ello, se supone que la resistencia al corte del terreno

se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte, sin tener en cuenta el estado tensional ni las deformaciones (estos se encuentran fuertemente sancionados por la práctica). En ocasiones, puede ser interesante cuantificar estas deformaciones, en cuyo caso se recomienda acudir a modelos numéricos que permiten estudiar el estado tensional de los elementos y sus deformaciones.

- **Principales métodos de cálculo**

Casi la totalidad de los métodos utilizados actualmente se basan en el denominado de las rebanadas que consiste en dividir el macizo potencialmente deslizante en rebanadas verticales, calcular el equilibrio de cada una de ellas, y finalmente analizar el equilibrio global, obteniendo un Factor de Seguridad (FS) que se define como la relación entre fuerzas o momentos resistentes y fuerzas o momentos motores. El peso de la rebanada (W) se descompone en un empuje tangencial (WT) y otro vertical (WN), paralelo y normal, respectivamente, a la base de aquella. WT origina una tensión cortante, a la que se opone la propia resistencia al corte (s) del terreno, definida por la cohesión y la fuerza normal (WN) disminuida en la presión intersticial (u). Las fuerzas V y H , con sus subíndices, definen la interacción entre rebanadas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos.

Si las circunstancias así lo requieren puede ser necesario considerar la incidencia de sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través del macizo, así como las acciones sísmicas. Una vez calculado FS para una determinada curva de rotura potencial, se repite el proceso para otra distinta, y así sucesivamente hasta obtener un mínimo para FS, suponiéndose entonces que esta será la curva pésima.

Como puede fácilmente deducirse, en cálculo manual el proceso es lento y tedioso, prestándose a errores durante la manipulación de tan gran número de parámetros, y quedando siempre la incertidumbre de si el valor del FS que estimamos final es realmente el mínimo, o todavía podemos encontrar otra curva que lo minimice más, y aunque hay procedimientos para ir acotando progresivamente los FS, se necesita un número significativamente elevado de horas de trabajo para llegar a un valor fiable. Con el cálculo electrónico el procesamiento es prácticamente instantáneo, y

permite analizar un gran número de alternativas, por lo que el valor mínimo de FS puede acotarse dentro de un intervalo razonablemente aceptable en un tiempo muy corto.

Se exponen a continuación los fundamentos de algunos de los métodos más utilizados:

- **Método de Bishop**

Originalmente desarrollado para roturas circulares, considera que las interacciones entre rebanadas son nulas. El cálculo se lleva a cabo buscando el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular, aunque en la versión posterior se puede aplicar a superficies no curvas definiendo centros Ficticios.

- **Método de Janbu**

Diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre rebanadas es nula, pero a diferencia de Bishop busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos. Experiencias posteriores hicieron ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, lo que obligó a introducir un factor de corrección empírico aplicable al FS. En versión posterior, en el denominado método riguroso, se define una línea de empuje entre las rebanadas y se buscan los equilibrios en fuerzas y momentos respecto al centro de la base de cada una.

- **Método de Spencer**

Este, también pertenecen a la categoría de los denominados rigurosos. Supone que de la interacción entre rebanadas aparece una componente de empuje con ángulo de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, analiza tanto el equilibrio en momentos como en fuerzas en función de ese ángulo, hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el FS correspondiente. Es aplicable tanto a roturas circulares como generales.

- **Método de Morgenstern y Price**

Al igual que el anterior, también es de aplicación general, y trata de alcanzar tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas. La diferencia fundamental estriba en que la interacción entre rebanadas viene dada por una función que evalúa esa interacción a lo largo de la superficie de deslizamiento.

- **Método de Sarma**

Significó un cambio radical respecto a la filosofía de los anteriores, ya que se busca la aceleración horizontal necesaria para que la masa de suelo alcance el equilibrio límite. El FS es calculado reduciendo progresivamente la resistencia a cortante del suelo hasta que la aceleración se anula. Por sus características es aplicable a rebanadas no verticales, y suele ser muy utilizado en el cálculo por Elementos Finitos.

El método de Bishop, en (1955) hizo un análisis del método de las dovelas presentado en 1936 por Fellenius, planteando una hipótesis más real en relación con las fuerzas laterales que actúan en una dovela. Tanto el método de las dovelas de Fellenius como el de Bishop, constituyen los métodos aproximados de mayor utilización mundial, al realizar una comparación entre los métodos de Fellenius y Bishop para el análisis de la estabilidad de taludes surgen ciertos criterios que son listados a continuación:

1. El problema estático que se resuelve en los dos casos es del mismo orden, y solo se diferencian en la hipótesis que se asume sobre las fuerzas de interacción entre las dovelas.
2. El método de Bishop desprecia la fricción lateral en la cara de las dovelas, el de Fellenius admite que $\beta > \varphi$. Ambas hipótesis son condiciones extremas del comportamiento del suelo.
 - a. En suelo φ el valor de ϵ de Bishop siempre es superior al de Fellenius, por lo que el valor del FS será consecuentemente mayor.
 - b. En suelos $c-\varphi$ la diferencia entre los FS de Fellenius y Bishop es menor.
 - c. En general $FSB > FSF$, lo que implica el método de Fellenius es más conservador que el de Bishop.

3. El análisis de taludes que han fallado han permitido establecer que los resultados del FS del Método de Bishop se aproxima más a la realidad que los del Método de de Fellenius.
4. Cuando las presiones de poros no se tratan de forma explícita en el análisis, el Método de Fellenius resulta muy conservador y no se recomienda utilizar. Para estas situaciones debe utilizarse el Método de Bishop.

Es por ello que al seleccionar un método respecto a otro en el proceso de la determinación del FS generalmente se opta por calcular al menos dos o tres valores por diferentes métodos optando por el resultado más conservados que implique una relación económica-social-medioambiental lo menos costosa y que permita construir un correcto diseño.

CONSIDERACIONES FINALES DEL CAPÍTULO

Al concluir el proceso de revisión documental se arriba a las siguientes consideraciones:

1. Fue posible identificar las principales características de los métodos de modelación físico-numéricos, los cuales con el desarrollo computacional se hace cada vez más frecuente su utilización en la solución a problemas clásicos en la ingeniería hidráulica.
2. Se logra conocer los principales métodos, así como los programas computacionales, a partir de los documentos científicos e investigaciones previas relacionadas con el estudio de la modelación de las filtraciones en presas de tierra y el cálculo de los FS en la estabilidad de taludes.
3. Con la revisión documental se logra identificar los principales antecedentes aplicados a la modelación del proceso de filtraciones en presas de tierra, así como la complejidad de los fenómenos abordados y la tendencia a nivel nacional e internacional.

CAPÍTULO 2

CAPÍTULO 2: FORMULACIONES BÁSICAS PARA EL PROCESO DE FILTRACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES EN PRESAS DE TIERRA

2.1. PRINCIPALES FORMULACIONES PARA EL CÁLCULO DE LAS FILTRACIONES EN PRESAS DE TIERRA DE TIERRA

- **Solución de Casagrande para la LCS**

Casagrande llegó a soluciones de gran valor las cuales se aplican en los casos que $60^\circ < \theta < 180^\circ$.

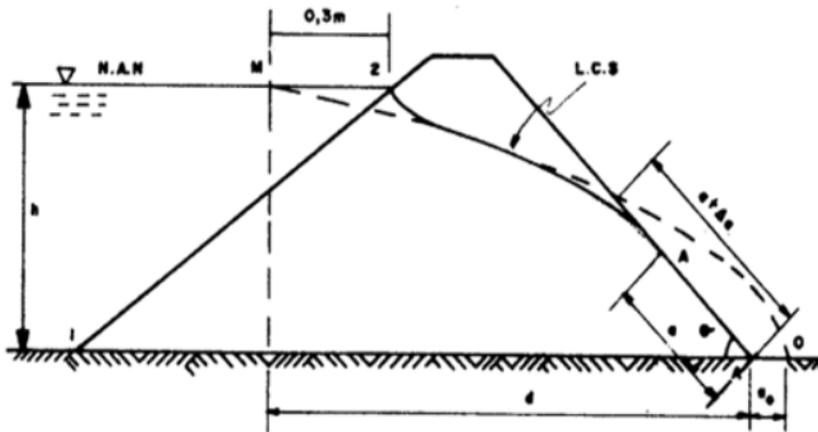


Figura 2.1 Sección para la solución de Casagrande

En la solución propuesta por Casagrande se utilizan diversas fórmulas para su procedimiento dentro del cual hay que destacar que:

1. Se considera como foco de la parábola básica el pie del talud aguas abajo (punto A).
2. Con vista a tener en cuenta la condición de entrada se supone conocido el punto M, de coordenadas (d; h).
3. La posición del punto O se determina colocando la distancia a_0 , calculada según la (ecuación 2.1)

$$a_0 = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + h^2} - d) \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

4. Se calculan los puntos de la parábola utilizando la expresión:

Donde:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \text{ (Ecuación 2.2)}$$

$$y_0 = 2a\theta \text{ (Ecuación 2.3)}$$

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

1. Se determina la distancia $(\alpha + \Delta\alpha)$ entre el pie del talud y la intersección de la parábola con el talud aguas abajo, tal como se señala en la figura 2.1
2. Se determina según Casagrande la posición del punto 4, haciendo uso de la corrección mostrada en la figura 2.2.

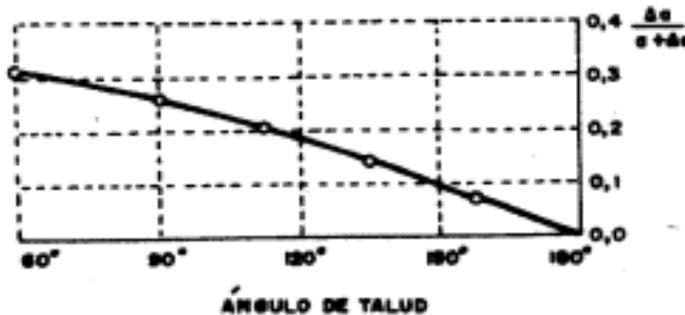


Figura 2.2 Corrección por Casagrande

3. Con el valor de $\Delta\alpha / (\alpha + \Delta\alpha)$, obtenido del paso anterior, y $(\alpha + \Delta\alpha)$ obtenido en el paso 5, se despeja $\Delta\alpha$, pudiéndose situar el punto 4.
4. Se corrigen “a mano”, tanto la condición de entrada como la de salida, siendo esta última tangente al talud en el punto 4, en el caso mostrado en la figura 2.1.

En el caso de que θ sea mayor que 90° , como es el de una sección de presa homogénea con prisma de drenaje, la condición de salida de la línea de corriente superior deberá ser tangente a la vertical en el punto 4.

Para ver su implementación al presente fenómeno de estudio véase el Anexo 1.

- **Teoría de Dupuit**

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.

Para su obtención tenemos que:

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 $i = \frac{dy}{dx}$, quedando como:

$$q = -k \times y \times \frac{dy}{dx} \quad (\text{Ecuación 2.4})$$

$$q \times dx = -k \times y \times dy \quad (\text{Ecuación 2.4a})$$

Integrando la (ecuación 2.4a) se tiene que:

$$q \times x = -\frac{k \times y^2}{2} + c \quad (\text{Ecuación 2.5})$$

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

$$c = \frac{k}{2} \times h^2 \quad (\text{Ecuación 2.6})$$

Si se sustituye el valor de la constante de integración C en la (ecuación 2.5) se tiene que:

$$q \times x + \frac{k}{2} \times y^2 = \frac{k}{2} \times h^2 \quad (\text{Ecuación 2.7})$$

La (ecuación 2.7) representa la ecuación de una parábola y constituye la ecuación de la línea de corriente superior, LCS según la teoría de Dupuit.

Para obtener una ecuación del gasto en términos conocidos, se evaluará la (ecuación 2.7)

Para $x = s$ y $y = h_0$, obteniéndose:

$$q \times s + \frac{k}{2} \times h_0^2 = \frac{k}{2} \times h^2 \quad (\text{Ecuación 2.7})$$

$$q = \frac{k}{2 \times s} \times (h^2 - h_0^2) \quad (\text{Ecuación 2.8})$$

La (ecuación 2.8) 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.

- **Solución de Kozeny para la línea de corriente superior**

Kozeny (1931) propuso una solución para cuando $\theta = 180^\circ$, que es el caso cuando en una presa de tierra tiene un colchón de drenaje, como se muestra en la figura 2.3.

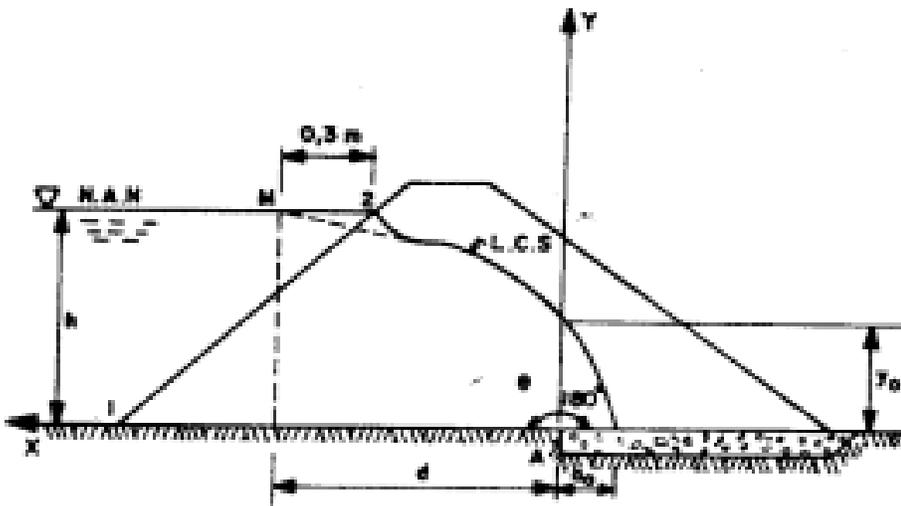


Figura 2.3. Sección de presa de tierra con colchón de drenaje.

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

La ecuación de la línea de corriente superior, LCS, referida al sistema de ejes planteados en la figura 2.3, con origen en el foco A, es:

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

$$y = \sqrt{2y_0 \times x + y_0^2} \quad (\text{Ecuación 2.9})$$

Donde:

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

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

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2} \times (\sqrt{d^2 + h^2} - d) \quad (\text{Ecuación 2.10})$$

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

$$q = 2 \times k \times a_0 = k \times y_0 \quad (\text{Ecuación 2.11})$$

- **Formulación por el método de los elementos finitos de un proceso de filtraciones en paredes de suelo.**

Realizando un estudio de las filtraciones por métodos de elementos finitos se estima la siguiente formulación acorde a Lyapichev (2012).

Definiendo el vector \bar{w} como:

$$\bar{w} = [k] \overline{\text{grad}} \Psi \quad (\text{Ecuación 2.12})$$

La ecuación 2.22 es decir, la ecuación diferencial que rige el flujo de filtración en el cuerpo y base de la presa, puede ser reescrita como:

$$\text{div} \bar{w} = 0 \quad (\text{Ecuación 2.13})$$

Introduciendo las funciones de los elementos finitos N_i , $i=1,2,\dots, 4$, y aplicando el teorema de Green $N_i \bar{w}$, se tiene:

$$\oint_{\text{contorno } B} N_i \bar{w} * \bar{n} ds = \oint_{\text{Elemento } e \text{ con contorno } B} \text{div}(N_i \bar{w}) dA \quad (\text{Ecuación 2.14})$$

Ya que,

$$\text{div}(N_i \bar{w}) = N_i \text{div} \bar{w} + \left\{ \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_i}{\partial y} \right\}^t * \bar{w} \quad (\text{Ecuación 2.15})$$

y

$$\Psi = \{N\}^t \{\Psi\}_e \quad (\text{Ecuación 2.16})$$

Siendo, $\{N\}$ el vector de valores de carga nodal. El conjunto de ecuaciones relativo al elemento que puede ser escrito como:

$$\oint_{\text{Elemento } e} \left[\left\{ \frac{\partial N}{\partial x} \frac{\partial N}{\partial y} \right\}^t [K] \left(\frac{\partial N}{\partial x} \frac{\partial N}{\partial y} \right) \right] \{\Psi\}_e dA = \oint_{\text{contorno } B} \{N\} \{W\}^t \{n\} ds \quad (\text{Ecuación 2.17})$$

La cual, después de ensamblarlo dentro del modelo global, toma la expresión de:

$$[H] \{\Psi\} = \{F\} \quad (\text{Ecuación 2.18})$$

Donde, H es la matriz de transmisibilidad hidráulica del dominio discretizado del flujo de filtración.

2.2. MÉTODOS DE CÁLCULO PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES

- **Solución por el Método de Bishop**

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

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

$$\bar{N} = \frac{(W - c \times b \times \tan a - ub) \times \sec a}{F \left(1 + \frac{\tan \theta \times \tan a}{F} \right)} \quad (\text{Ecuación 2.19})$$

$$F = \frac{R \sum \left\{ [c' \times b + (W - ub) \times \tan \theta] \times \frac{\sec a}{1 + \frac{\tan \theta \times \tan a}{F}} \right\}}{\sum W \times X} \quad (\text{Ecuación 2.20})$$

También;

$$F = \frac{R \sum c' \times \delta_s \times n}{\sum W \times X} + \frac{R \sum (W - ub) \times \varepsilon \times \tan \theta}{\sum W \times X} \quad (\text{Ecuación 2.21})$$

Donde:

$$n = \frac{1}{1 + \frac{\tan \theta \times \tan a}{F}} \quad (\text{Ecuación 2.22})$$

$$\varepsilon = n \times \sec a \quad (\text{Ecuación 2.23})$$

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

- **Solución por el Método de Janbu**

El método simplificado de Janbu se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante. Janbu considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_o .

El factor f_o depende de la curvatura de la superficie de falla.

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

El método de Janbu solamente satisface el equilibrio de esfuerzos y no satisface el equilibrio de momentos. De acuerdo con Janbu.

$$FS = \frac{f_o \sum \{ [c' \times b + (W - ub) \times \tan \phi] \frac{1}{\cos a \times ma} \}}{\sum W \times \tan a} \quad (\text{Ecuación 2.24})$$

Donde:

$$ma = \cos a \left(1 + \frac{\tan a \times \tan \phi}{FS} \right) \quad (\text{Ecuación 2.25})$$

f_o = depende de la curvatura de la superficie de falla

b = Ancho de la Dovela

W = Peso de cada dovela

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

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

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

- **Solución por el Método de las dovelas: Fellenius**

Fellenius consideró la hipótesis de que $\beta = \alpha$ y por tanto tenemos que:

$$\bar{N} = W \times \cos a - U \quad (\text{Ecuación 2.26})$$

Y

$$F = \frac{R \sum [c' \times \delta_s + (W \times \cos a - u \times \delta_s) \tan \phi]}{\sum W \times X} \quad (\text{Ecuación 2.27})$$

- **Método de Elementos finitos**

Para calcular el valor inicial del factor de seguridad (FS) se asume lo suficientemente pequeño para obtener como resultado un problema elástico. Luego el valor de F se va aumentando etapa por etapa hasta que se desarrolle una falla global del talud.

Este método tiene la limitante de que en la práctica es muy difícil definir la relación esfuerzo-deformación para los depósitos de suelos naturales, además se tiene poco conocimiento de los esfuerzos reales in situ que se requieren para incorporar al modelo. A pesar de todo este análisis es muy versátil y se puede aplicar tanto para el análisis en 2D como en 3D lo cual supone también una gran ventaja sobre otros métodos. El método de elementos finitos es hoy el más utilizado y probablemente, el modelo numérico más versátil para el análisis de estabilidad de taludes.

En la tabla 2.2 se muestra los diferentes valores del FS_{min} tanto para el talud aguas abajo como, para el talud aguas arriba en correspondencia con las condiciones de trabajo a la que está sometida la estructura durante su periodo de duración.

Tabla 2.2. Factores de Seguridad Mínimos para el Análisis de Estabilidad de Presas de Tierra.

Condición	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
I) Al final de la construcción para presas de más de 15 m.	1.3	1.3
	1.4	1.4
II) Infiltración Constante	--	1.5
III) Desembalse Rápido	1.5	--
IV) Sismo	1.0	1.0
V) Post Sismo	1.1<FS<1.2	

$$FS = \frac{\sum S_r}{\sum S_m} \quad \text{(Ecuación 2.28)}$$

Donde

S_r = Fuerzas estabilizantes.

S_m = Fuerzas desestabilizantes.

CONCLUSIONES PARCIALES

Basado en los elementos teórico-prácticos fundamentados y aplicados en la presente investigación se proponen las siguientes conclusiones parciales:

1. Fueron identificadas las principales formulaciones y métodos de cálculo para determinar las filtraciones y estabilidad de taludes en presa de tierra acorde a las experiencias nacionales e internacionales válidas para la presente investigación.
2. Son identificado los principales parámetros relacionados al proceso de filtraciones que condicionan el comportamiento de la LCS en la cortina de una presa de tierra.
3. Se definen las características principales del proceso de filtraciones y estabilidad de taludes necesarios para su uso en la modelación mediante el MEF.
4. Se logra calcular la LCS por métodos tradicionales utilizando la formulación clásica propuesta por Casagrande.

CAPÍTULO 3

CAPÍTULO 3: MODELACIÓN DE LAS FILTRACIONES Y CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL TALUD EN LA PRESA-CANAL BOQUERONES

3.1. DATOS GENERALES DE LA PRESA-CANAL BOQUERONES

La presa-canal Boquerones se encuentra ubicada aguas debajo de la presa Zaza en el CM Zaza-Ciego según se muestra en la figura 3.1.

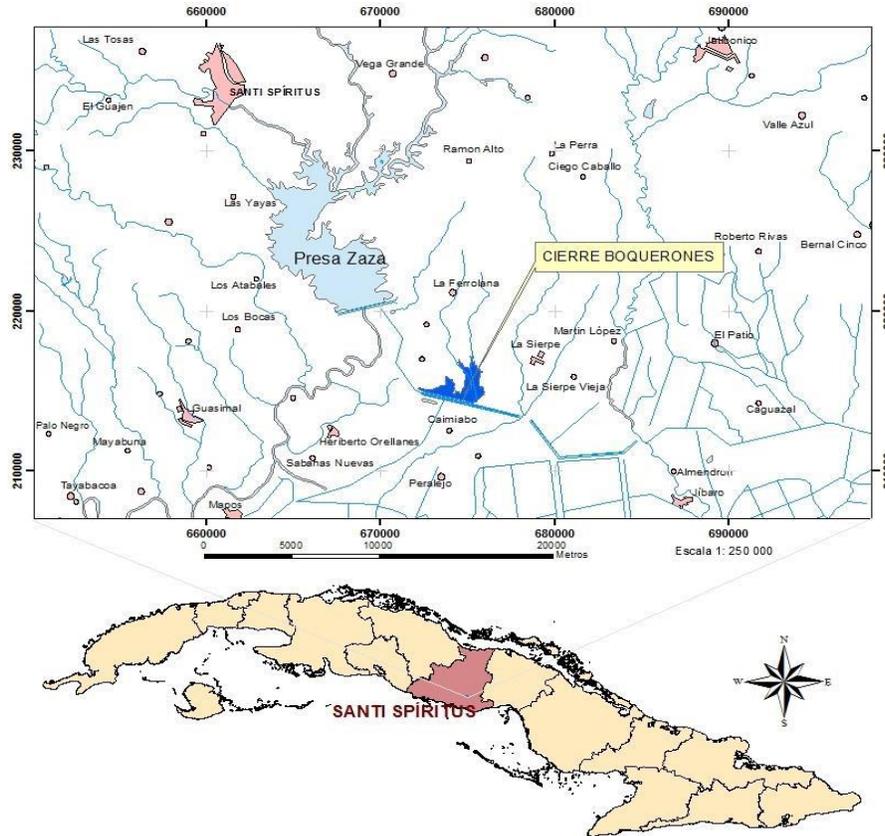


Figura 3.1. Micro localización presa Boquerones [Fuente: Ruiz *et al.*, 2017(Ruiz, Martínez, Pedraza, Acosta y Marrero, 2017)].

En el estudio topográfico e ingeniero geológico realizado al cierre del embalse y al aliviadero fue posible identificar en las perforaciones de campo (calas) definir 13 capas o elementos ingeniero geológicos principales las cuales son descritas en el Anexo 2 acorde a las pruebas de laboratorio realizadas. Además de conocer los principales afluentes que aportan agua al embalse y las características propias de la cortina-canal del embalse (ver figura 3.2).

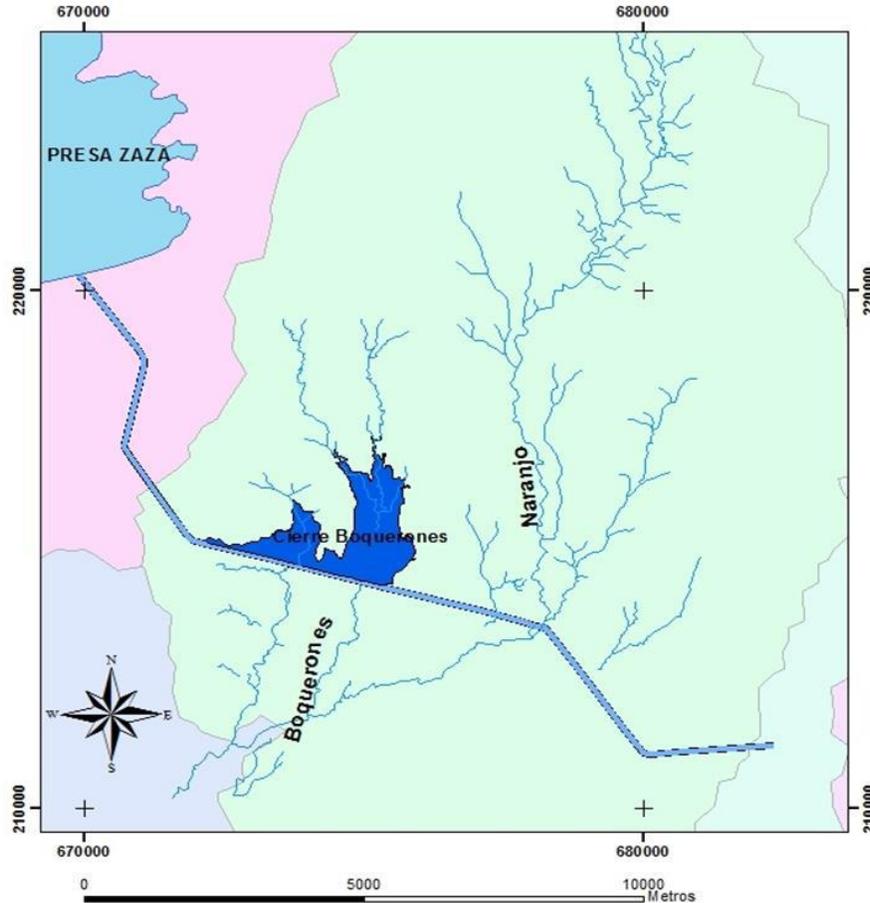


Figura 3.2. Mapa esquemático regional de red de drenaje detallado. Modificado de un MDT escala 1: 10 000 [(Ruiz *et al.*, 2017)].

Como resultado de las investigaciones topográficas en combinación con los estudios geológicos se obtiene un perfil característico de la obra a lo largo de toda la corona de la cortina-canal (ver figura 3.3) y las pérdidas estimadas del embalse hacia el canal como intercambio de aguas subterráneas en condiciones de aguas normales del embalse según Ruiz *et al.* (2017) propone en la figura 3.4.

3.1.1. SELECCIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA A UTILIZAR Y ANÁLISIS DEL DOMINIO

Para el proceso de modelación fueron seleccionados tres tipos de geometrías a lo largo de la presa-canal acorde a las variaciones genéricas típicas que presenta las zonas de contacto del embalse con la cortina, las mismas son representadas en la figura 3.5.

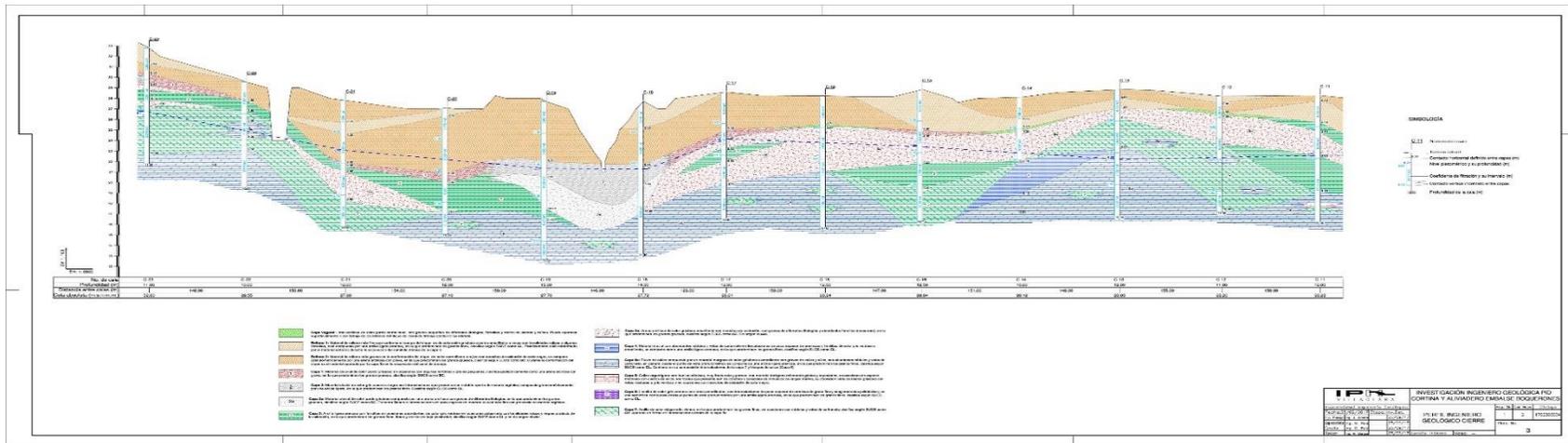


Figura 3.3. Perfil geológico por la corona de la cortina-canal del embalse Boquerones.

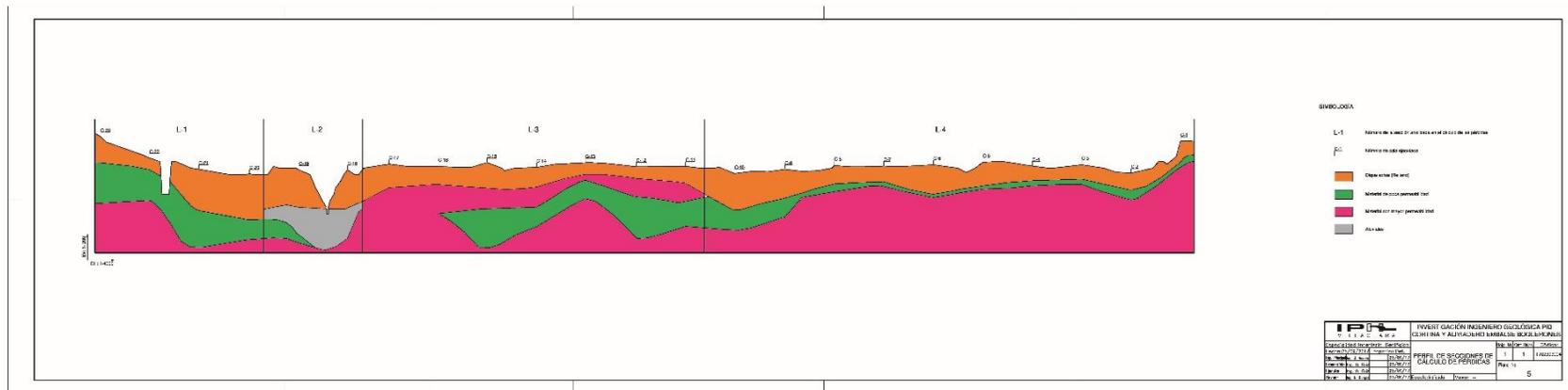


Figura 3.4. Perfil de las pérdidas en la corona de la cortina-canal del embalse Boquerones.

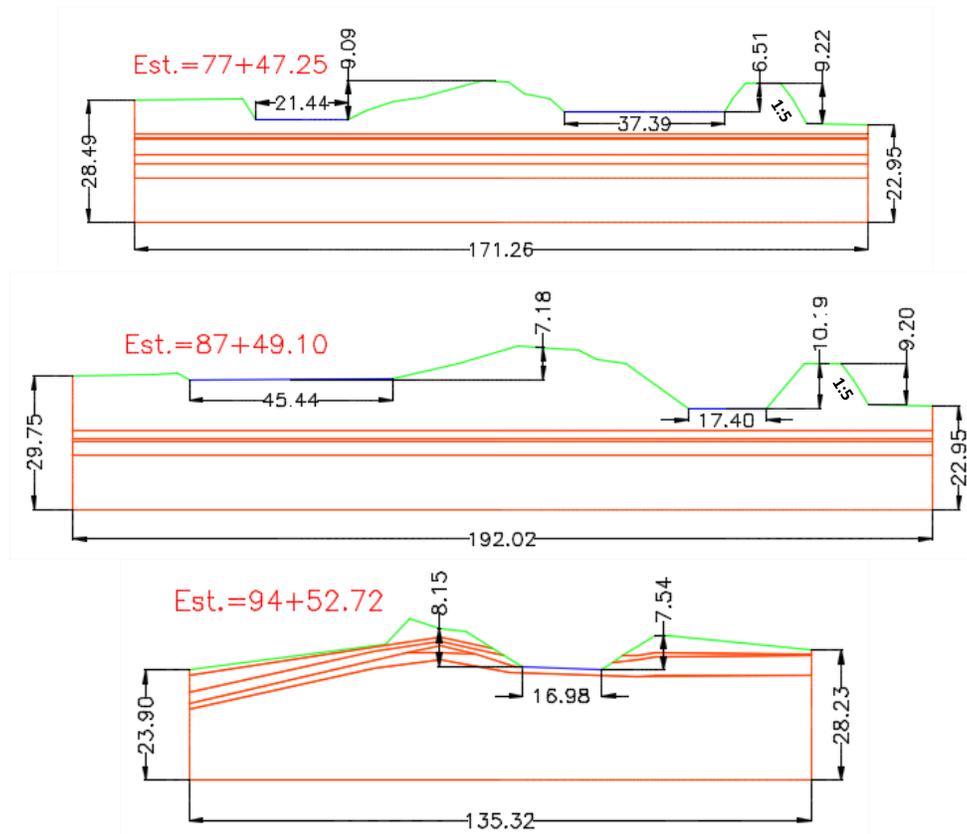


Figura 3.5. Secciones típicas seleccionadas en el proceso de modelación.

Para el proceso de la selección de la Tecnología de Elementos Finitos (TEF) se realizó el proceso de discretización de la malla en el dominio de estudio a diferentes dimensiones de la malla. En el caso fue realizado un estudio de la calibración numérica para que el modelo llegue a presentar cierto grado de fiabilidad.

El MEF en su esencia responde a su formulación débil asociada al mismo, por tal razón, cuando se emplea un TEF, responde a su formulación fuerte determinada por (Euler-Bernoulli, Timoshenko, Love-Kirchhoff, Reisner-Mindlin, Vlasov, etc.), por lo que se hace necesario regular la separación de los nodos restantes, con respecto al punto de Gauss (grado de refinamiento adecuado), así como el tipo de función interpoladora a emplear siendo ese el papel a desempeñar por la calibración matemática.

Dónde el proceso de selección del TEF y la Densidad de Malla Óptima (DMO), para una variable determinada por el campo de desplazamiento, campo de

deformaciones, campo de tensiones, la cual garantiza una aproximación numérica adecuada y la estabilidad de la solución calculada.

La aproximación numérica adecuada, será aquella densidad de malla límite o grado de refinamiento adecuado, en donde se estabilicen las diferentes fuentes de errores, referente a un patrón, la cual depende del orden de precisión requerido por el investigador (J. Álvarez, Mesa y Recarey, 2012)

Siendo determinada la aproximación numérica adecuada, acorde a la densidad de malla límite o grado de refinamiento adecuado, cuando se estabilicen las diferentes fuentes de errores, referente a un valor patrón, el cual depende del orden de precisión requerido o previamente establecido por el investigador.

El criterio de selección fue realizado a través de la conjugación de los aspectos: aproximación numérica que refleja el empleo de las diferentes normas de cuantificación del error y el costo computacional que viene dado por tiempo empleado para cada simulación según recomienda Álvarez y otros (2012) en su trabajo (ver figura 3.6).

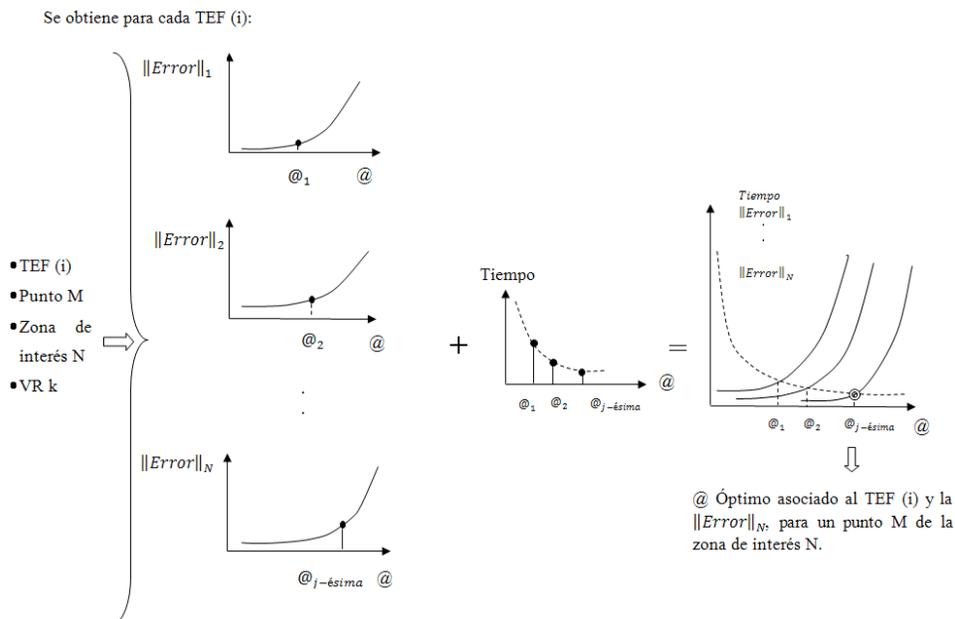
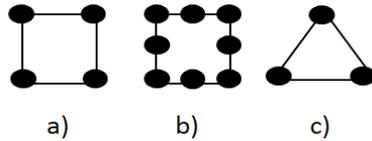


Figura 3.6. Procedimiento para la obtención de la densidad de malla óptima, para un tipo de elemento finito (J. Álvarez et al., 2012).

Para determinar la estabilidad del modelo físico-numérico a utilizar en el proceso de modelación evaluando el costo computacional, así como el TEF a seleccionar se realiza un paso de calibración para garantizar la convergencia numérica en función de la reducción del costo computacional, tipo de elemento numérico, error asociado a la tecnología y tiempo de convergencia (ver figura 3.7).



- a) Elemento cuadrilátero de 4 nodos
- b) Elemento cuadrilátero de 8 nodos
- c) Elemento triangular de 3 nodos

Figura 3.7. Gráfico de los TEF utilizados en el proceso de selección [fuente: (J. Álvarez *et al.*, 2012)].

Luego de aplicado los pasos recomendados previamente fueron obtenidos los siguientes resultados (ver figura 3.8):

En el proceso de selección de la forma geométrica del TEF fue descartado el uso del elemento a por no ajustarse correctamente a zonas en la distribución geométrica y calcular un error en la plataforma utilizada al no poder realizar una malla con los requisitos previamente determinados por el autor durante el proceso de selección de la TEF.

El uso del elemento c fue válido para las dimensiones de mallas utilizados, pero con un crecimiento exponencial del tiempo de convergencia muy superior al resto de los demás elementos con un valor de error asintótico a 0.19 m por lo que decidió hacer una representación solo de las dimensiones de la maya hasta los 3 segundos, dado que los demás modelos sobrepasan el minuto en el proceso de cálculo y o solución del problema objeto de estudio.

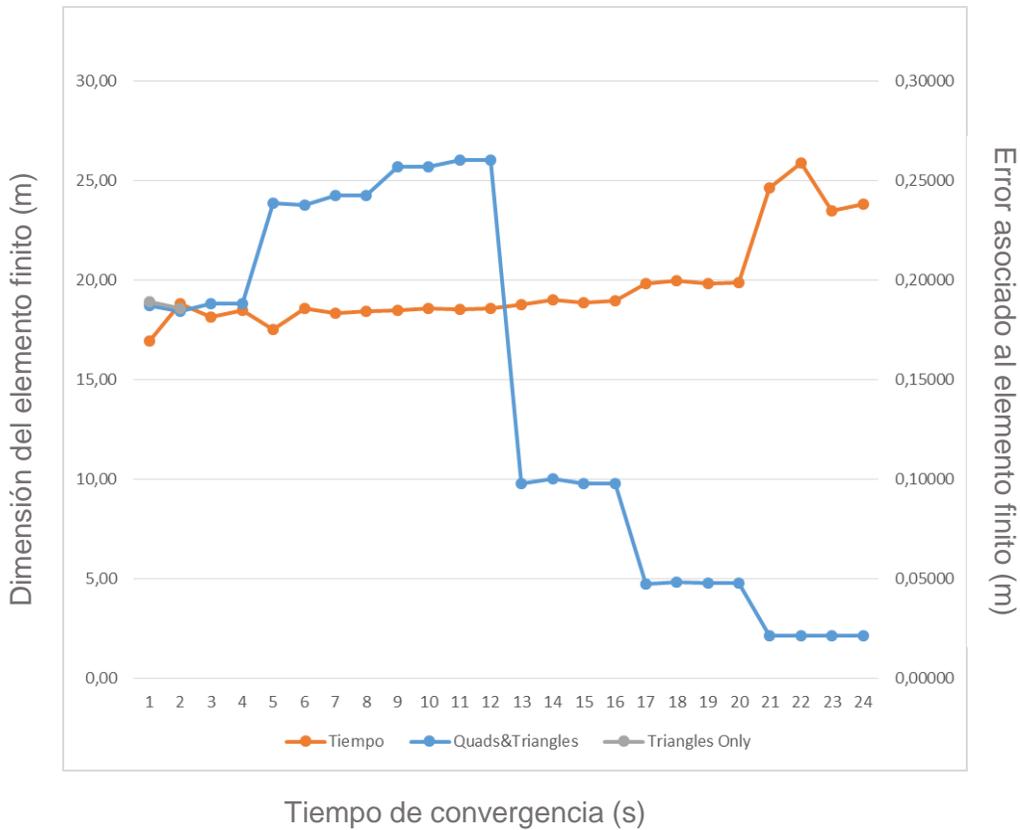


Figura 3.8. Gráfico para la selección de la densidad de malla y TEF según varios autores (M. Álvarez, Martínez, Espinosa, *et al.*, 2014; L. Hernández, 2015; Muro, Álvarez y Alvarez, 2016).

La combinación de los elementos *b* y *c* como TEF a utilizar fue representada en el gráfico 3.2 para el cual si se pudo realizar el estudio completo de las dimensiones de la malla en función del tiempo de convergencia y el error obtenido durante el proceso de comparación del valor patrón numérico.

En este caso, el proceso de refinado y distribución de la malla a lo largo de todo el dominio objeto de estudio se ajusta correctamente permitiendo una continuidad de los elementos geométricos seleccionados en las zonas donde fallaron los elementos previos seleccionados. Por lo que se decide optar por la combinación *b-c* para el proceso de discretización del dominio a lo largo de toda la sección transversal de la cortina-canal del embalse Boquerones.

En estudios anteriores presentados por Hernández (2015) y otros (Barrios, 2010; Fernández, 2010; Carrazana, 2013; M. Álvarez, Martínez, Pedraza y San Roman,

2014; Álvarez , Álvarez y Martínez, 2015; Muro *et al.*, 2016) representativo de las filtraciones de agua en la presa y su base que permitieron calcular el abastecimiento de la capa freática, líneas de corriente líneas de carga a presión, líneas equipotenciales y el caudal de filtración en el cuerpo y base de la presa siendo estos parámetros afectados por un proceso de consolidación del suelo.

La estrategia de modelación utilizada para el proceso de análisis físico-numérico se representa en la figura 3.9 ejemplificada en la sección Est.=87+49.10 de la presa-canal del embalse Boquerones.

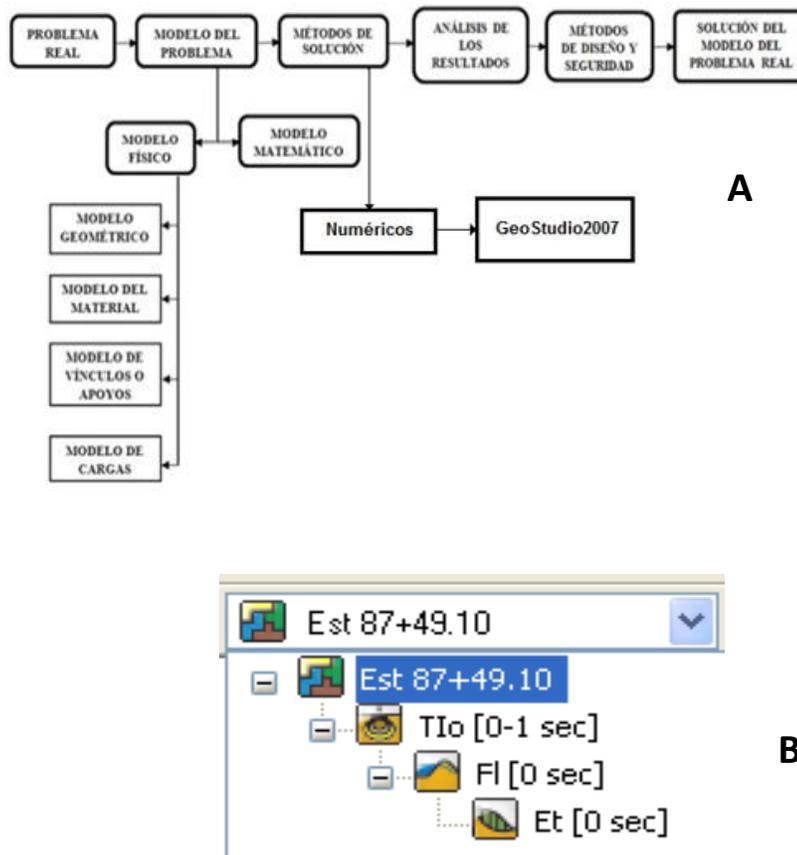


Figura 3.9 Esquema de modelación empleado en el estudio de la presa-canal Boquerones (A) y su implementación mediante el programa computacional GeoStudio 2007 (B).

3.2. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA LCS EN LAS SECCIONES DE ESTUDIO DE LA PRESA-CANAL BOQUERONES

Se determina la posición teórica de la LCS en el cuerpo de la sección basada en las formulaciones del MEF para las tres secciones de estudio, acorde a las mediciones realizadas en campo con los sondeos a las calas previamente utilizadas según se hizo referencia en el anexo 1.

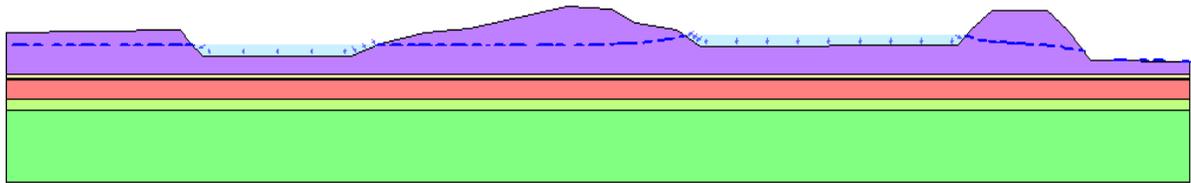


Figura 3.10. Cálculo de la LCS teórica en la Est.= 77+47.25

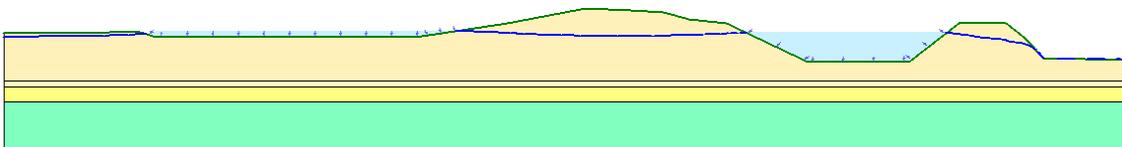


Figura 3.11. Cálculo de la LCS teórica en la Est.= 87+49.10

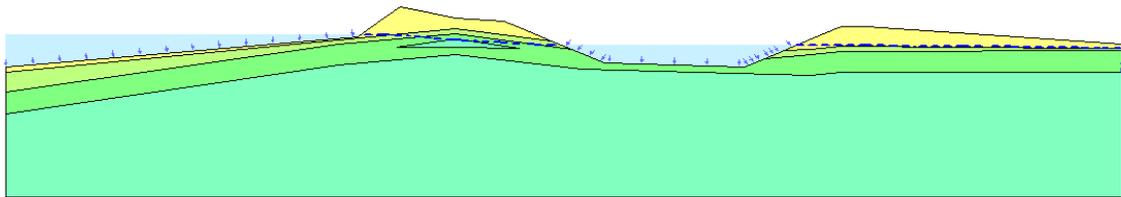


Figura 3.12. Cálculo de la LCS teórica en la Est.= 94+52.72

A partir de los datos obtenidos por el MEF fue calculada la LCS teórica para las tres secciones de estudio (Est.= 77+47.25, Est.= 87+49.10 y Est.= 94+52.72). Estos datos valores de cotas fueron comparados con sus similares contenidos en el perfil geológico de la figura 3.3 y dispuestos en la tabla 3.7.

Tabla 3.7. Análisis comparativo de las diferencias obtenidas en la LCS medida en campo y calculadas por el MEF.

Sección transversal de estudio	Profundidad (m)	Cota (msnm)	Prof. NP (m)	Cota MEF (m)	Diferencias de las cotas (m)
Est.= 77+47.25	1.250	2.884	4.991	4.784	-0.207
Est.= 87+49.10	1.500	2.770	6.366	5.923	-0.443
Est.= 94+52.72	1.000	2.955	4.629	4.830	0.201

Al comparar los valores de diferencias en lo referente a las cotas del nivel piezométrico, se evidencian valores aceptables técnicamente para la estimación de los posibles gastos que fluyen por cada una de las secciones transversales. Para ello fueron verificados los gastos que pasan por cada una de las secciones y al comparar los valores respecto al perfil de permeabilidad o pérdidas esperadas según fue representado en la figura 3.4.

Al evaluar los resultados computados de las pérdidas estimadas por el MEF y los valores discrepan numéricamente en valores que varían en un rango del 11 %- 0.36 % respectivamente. Estas diferencias se consideran aceptables desde un enfoque teórico por presentar valores muy próximos a los estimados en la investigación ingeniero geológica realizada a la cortina y aliviadero embalse Boquerones.

Además, se realiza el cálculo de la LCS teórica por el método de Casagrande empleando una rutina de cálculo con el Mathcad v.15, la cual es anexada al presente estudio con resultados muy similares a los datos de campo y los obtenidos por el MEF (ver anexo 2).

Tabla 3.8. Análisis comparativo de las pérdidas calculadas por el MEF y los promedios coincidentes a las distancias y secciones objeto de estudio.

Sección transversal de estudio	Gastos S/T-1 MEF (m ³ /s)	Distancia (m)	Secc. De pérdidas predominante	Pérdidas MEF (m ³ /s)	Perdidas MEF (m ³ /d)	Pérdidas promedio geológicas(m ³ /d)	Diferencias (m ³ /d)
Est.= 77+47.25	7.69E-07	286.470	L1	2.20E-04	19.041	17.122	1.919
Est.= 87+49.10	4.33E-06	703.620	L2	3.04E-03	263.002	258.995	4.007
Est.= 94+52.72	6.64E-06	1251.890	L3	8.31E-03	718.204	720.840	-2.636

3.3. CÁLCULO DEL FS DEL TALUD SECO DE LA CORTINA-CANAL EN EL EMBALSE BOQUERONES

Para el cálculo de la estabilidad del talud fueron utilizados los métodos de Jambu, Bishop y Ordinario, los cuales están implementados en el GeoStudio v2007. A partir de los siguientes modelos (ver figuras 3.14-16).

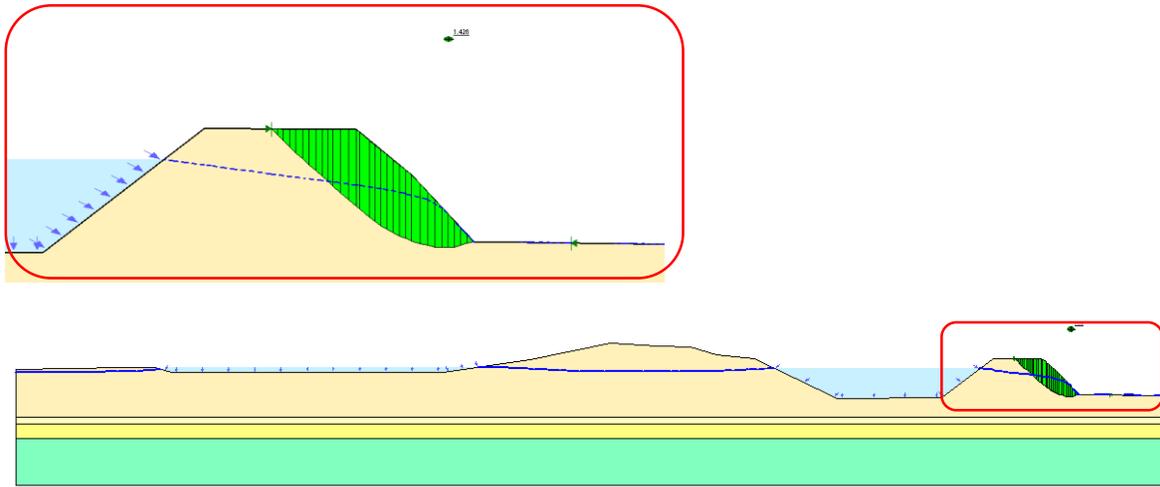


Figura 3.14. Análisis del FS Sección Est 87+49.10

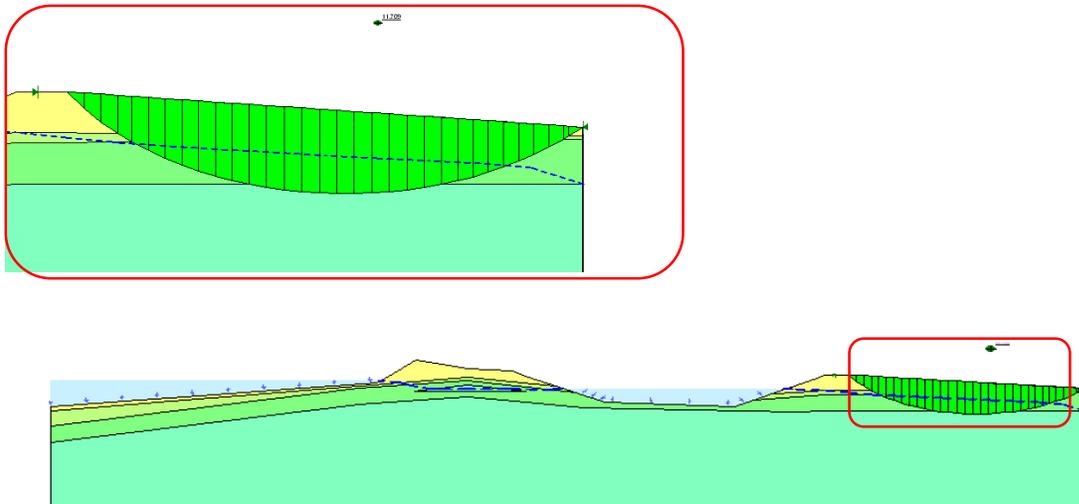


Figura 3.15. Análisis del FS Sección Est 94+52.72

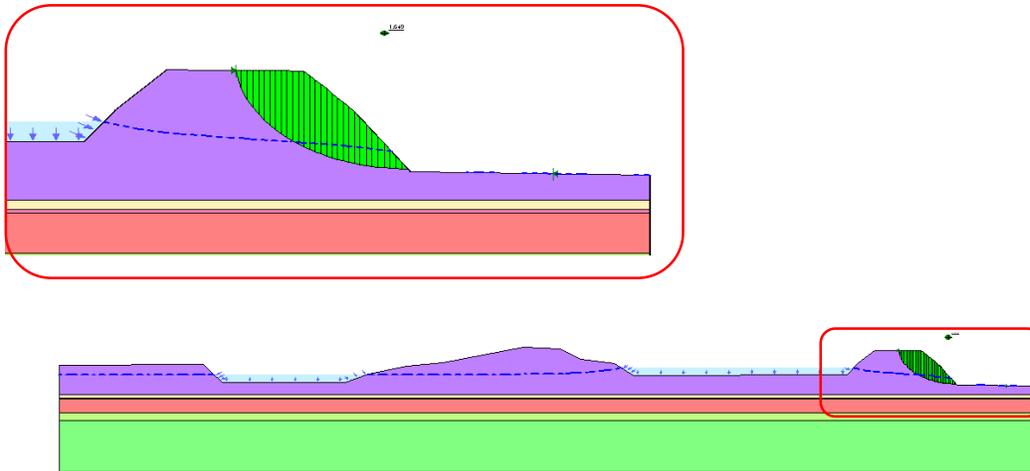


Figura 3.16. Análisis del FS Sección Est 77+47.25

Para ello se tabularon los datos calculados en la tabla 3.9.

Tabla 3.9. Calculo del FS en el talud aguas debajo de la cortina embalse.

Secciones típicas	Jambu	Felenio	Bishop
Est.= 77+47.25	-	1.649	1.649
Est.= 87+49.10	1.479	1.481	1.426
Est.= 94+52.72	10.314	11.353	11.709

Al analizar los valores presentados en la tabla anterior (3.9) se evidencia el cumplimiento de la seguridad de diseño para un FS mayor de 1.2-4 según la norma cubana para el diseño de presas de tierra propuestas por Armas (1987) y la NAVFAC-DM2-02 (1986).

Estos valores del FS registrados en la Est= 94+52.72 se deben a la poca altura que posee la corona de la cortina con respecto a la cota del terreno natural donde se encuentra la estructura, no siendo así algún elemento o criterio técnico considerado previamente. Por cuanto se verifica que el talud es estable y se corresponde al estado actual del proceso de flujo del agua desde la presa más los aportes de las filtraciones del canal hacia el terreno natural. A realizar el análisis de la estabilidad de taludes para las diferentes estaciones se obtienen resultados que superan el valor normativo como criterio mínimo para el FS del talud, por lo que se muestra como válida la solución ingenieril empleada en el talud seco de la cortina en el embalse Boquerones.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Al concluir con la investigación, se presentan una serie de conclusiones que resumen los principales aspectos contenidos en la memoria descriptiva, los cuales se enumeran a continuación:

1. Durante el proceso de revisión bibliográfica se constata la actualización de la bibliografía especializada para los trabajos investigativos nacionales e internacionales que marcan una tendencia en el uso de la tecnología y métodos para solucionar problemas de filtraciones en paredes de suelo y estabilidad de taludes.
2. Se logró identificar las principales formulaciones y métodos para los cuales se aplican a casos de estudio válidos a considerar en la presente investigación; por lo que optó en el uso del MEF como una herramienta físico-matemática para el análisis del fenómeno objeto de estudio en la presente investigación.
3. Fue calculada la LCS teórica y comparada con los valores medidos en sondeos de campo y además fueron calculados los gastos teóricos por los métodos MEF y formulaciones clásicas respecto a los propuestos por la geología con una válida coincidencia técnica a pesar de presentar diferencias numéricas que rondan el 11 % como valor máximo calculado.
4. En el cálculo del FS se confirma que el talud es estable y el elevado valor del FS se debe a la poca altura que posee la corona con respecto al terreno natural.

RECOMENDACIONES

Como resultado de nuevas líneas científico-técnicas a desarrollar identificadas durante el proceso investigativo se realizan las siguientes recomendaciones:

1. Realizar estudios dinámicos a partir de sismos sintéticos para la evaluación de la estabilidad de los taludes en presas de tierras para calcular el estado tenso-deformacional actual en el que se encuentra el embalse y posterior al siniestro.
2. Implementar otros modelos de riesgo en los que se incluyan diferentes patologías de riesgos para poder realizar un análisis integral de la seguridad del proceso de explotación del embalse y de los riesgos asociados al canal.

BIBLIOGRAFÍA

- Álvarez, J., Mesa, M. y Recarey, C. (2012). Técnicas de calibración numérica para problemas de ingeniería. Ciudad de La Habana, Cuba: Departamento de Ingeniería Civil. Instituto Superior Politécnico «José Antonio Echeverría» (ISPJAE) de La Habana, Centro de Investigación de Mecánica Computacional y Métodos Numéricos en la Ingeniería (CIMCNI), de la Universidad Central «Marta Abreu» de Las Villas.
- Álvarez, L. (1998). *La estabilidad de cortinas de presas de tierra mediante la solución de los estados tenso-deformacionales y la aplicación de la teoría de seguridad*. (Tesis presentada en opción al Grado Científico de Doctor en Ciencias Técnicas), Universidad Central «Marta Abreu» de Las Villas, Santa Clara.
- Álvarez, M. y Álvarez, L. (2013). Catálogo de las patologías del Embalse «Palmarito». Orígenes, causas y recomendaciones para la intervención. En IPH & UCLV (Eds.), *Caso de estudio Palmarito*. Santa Clara Villa Clara, Cuba: Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Villa Clara (IPH VC), UEB de Investigaciones, Grupo de Topografía y Universidad Central «Marta Abreu» de Las Villas (UCLV), Facultad de Construcciones, Departamento de Ingeniería Hidráulica.
- Álvarez, M., Álvarez, L., Azorín, R. y Hernández, A. (2015). La estabilidad de taludes, experiencias en su análisis y solución en la ingeniería. La Habana, Cuba: Unión Nacional de Arquitectos e Ingenieros de la Construcción de Cuba (UNAICC), Palacio de las Convenciones (CUBAGUAS 2015).
- Álvarez, M., Álvarez, L. y Martínez, J. E. (2015). Simulación de patologías a obras hidráulicas, caso de estudio presa Zaza. La Habana, Cuba: Palacio de Convenciones, GEOCIENCIAS' 2015.
- Álvarez, M., Álvarez, L. y Vazquez, R. (2017). Visualización científica de datos geodésicos en presas de tierra, caso Embalse Palmarito. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 38, 86-100.
- Álvarez, M., Martínez, E., Espinosa, L. y San Roman, N. (2014). Simulación de patologías a obras hidráulicas, caso de estudio Presa Zaza. *Informe Final*. Santa Clara, Villa Clara, Cuba: Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Villa Clara (IPH VC).
- Álvarez, M., Martínez, E., Pedraza, A. y San Roman, N. (2014). Simulación de patologías a obras hidráulicas, caso de estudio Presa Zaza. *Informe Primero*. Santa Clara,

- Villa Clara, Cuba: Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Villa Clara (IPH VC).
- Armas, R. (1990). Guidelines for the design of earth dams: priority and sequence. Ciudad de La Habana, Cuba: Civil Engineering Faculty, Instituto Superior Politécnico «José Antonio Echeverría» (ISPJAE) of La Habana.
- Armas, R. (2002). Criterios para diseñar presas de tierra: prioridad y secuencia *Taller Nacional sobre fallos de presas de tierra*. Ciudad de La Habana, Cuba: Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INRH).
- Armas, R. y Horta, E. (1987). *Presas de tierra*. Ciudad de La Habana, Cuba: Facultad de Ingeniería Civil del Instituto Superior Politécnico «José Antonio Echeverría» (ISPJAE) de La Habana, Editorial ISPJAE.
- Barrios, I. (2010). *Evaluación de las patologías existentes en una obra Hidráulica: Caso de Estudio Embalse «Palmarito»*. (Trabajo de Diploma Ingeniería Civil), Universidad Central «Marta Abreu» Las Villas, Santa Clara, Villa Clara.
- Bulley, B., Wark, B. y Somerford, M. (2003). Dams in the darling range *The Engineering Geology or Perth*. Australia: Australian Geomechanics Symposium.
- Carrazana, D. (2013). *Aplicación de una pared en suelo para solucionar filtraciones en presas de tierra (Caso de estudio Zaza)*. (Trabajo de Diploma Ingeniería Civil), Universidad Central «Marta Abreu» Las Villas, Santa Clara, Villa Clara.
- Carrillo, M., Linkimer, L., Rodríguez, A. y Zúñiga, H. (2002). Clasificación geomecánica y análisis estabilidad de taludes del macizo rocoso Coris, Cartago, Costa Rica. *Revista Geológica de América Central, Vol. XXVI*, pp. 91-96.
- Castro, F. (1964). Discurso pronunciado por el Comandante Fidel Castro Ruz, Primer Ministro del Gobierno Revolucionario y Primer Secretario del Partido Unido de la Revolución Socialista de Cuba, en la conmemoración del II Aniversario de la Creación del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos *Departamento de versiones taquigráficas del Gobierno Revolucionario*. Ciudad de La Habana, Cuba: Editorial Periódico «Granma».
- Cuenca, A. (2001). Comentarios sobre el cálculo de taludes. Alicante, España: Laboratorio de Carreteras.
- Dhandre, N. M., Kamalasekaran, P. D. y Pandey, P. (2016, 17-19 Nov. 2016). *Dam parameters monitoring system*. Paper presented at the 2016 7th India International Conference on Power Electronics (IICPE).

- Díaz, T. (2010). *Procedimiento para la Investigación ingeniero-geológica de las patologías en presas de tierra*. (Mención en Geología Ambiental Máster en Geología), Universidad de Pinar del Río «Hermanos Saíz Montes de Oca», Pinar del Río, Cuba.
- Dibiagio, E. (2000). Monitoring of dams and their foundations (pp. 1482-1498). Norway: Norwegian Geotechnical Institute.
- Fernández, L. (2010). *Evaluación de las patologías existentes en una obra Hidráulica: Caso de Estudio Embalse «Alacranes»*. (Trabajo de Diploma Ingeniería Civil), Universidad Central «Marta Abreu» Las Villas, Santa Clara, Villa Clara.
- Flores Toro, A. (2009). *Evaluación de filtraciones en presas. Modelación numérica de flujo en medios porosos saturados y no saturados* Universidad de Chile Santiago de Chile.
- Gavilanes, H. (2006). *Parámetros Geotécnicos y Estabilidad de Taludes Curso de Explotación de Canteras*. Ecuador: Curso de Explotación de Canteras.
- González, L., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*
- Hernández, A. (2014a). *Análisis de Estabilidad de Taludes mediante técnicas de modelación numérica en 3D utilizando Plaxis 3D Foundation (V 1.6)*. (Trabajo de Diploma Ingeniería Civil), Universidad Central «Marta Abreu» Las Villas, Santa Clara, Villa Clara.
- Hernández, A. (2014b). *Metodología para el análisis de estabilidad de taludes*. (Trabajo de Diploma Ingeniería Civil), Universidad Central «Marta Abreu» Las Villas, Santa Clara, Villa Clara.
- Hernández, L. (2015). *Modelación de las filtraciones en obras hidráulicas, caso de estudio: Presa Zaza*. (Ingeniero Hidráulico), Universidad Central «Marta Abreu» de Las Villas, Ciudad de Santa Clara, Villa Clara, Cuba.
- ICGC. (1978). *Manual de cálculo de nivelación* (Vol. 1). Ciudad de La Habana, Cuba: Instituto Cubano de Geodesia y Cartografía.
- Jansen, R. B. (1995). *Advance dam engineering for desing, construction, and rehabilitation*.
- Johanson, W., Bertram, G., Strohm, W., Trahan, C., Johanson, S. y Compton, J. (1970). *Stability of earth and rock-fill dams (Inclusive of Change 1) Engineer Manual, Engineering and Design*. Washington DC, United States of America: U.S. Army Corps of Engineers

- Jones, J. (1986a). Foundations and Earth Structures *Design Manual 7.02 (DM-7.02)*. Alexandria, Virginia, United States of America: Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC).
- Jones, J. (1986b). Soil Mechanics *Design Manual 7.01 (DM-7.01)*. Alexandria, Virginia, United States of America: Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC).
- Li, Y. y Wang, Y. (2017, 25-26 March 2017). *Design and implementation of reservoir dam safety monitoring platform based on ASP.NET*. Paper presented at the 2017 IEEE 2nd Advanced Information Technology, Electronic and Automation Control Conference (IAEAC).
- Lyapichev, Y. (2012). Servicio de validación del diseño de la Presa Limón de altura de 45m (construida) y 82m (sobreelevación futura) para escenarios estáticos y dinámicos. *Informe Técnico (versión final)*. Lambayeque, Perú: Gobierno Regional de Lambayeque, Proyecto Especial Olmos-Tinajones, Proyecto Olmos.
- Mena, U., Nava, E. y Arzola, I. (2010). Análisis de estabilidad de la presa «Tepuxtepec». *Tendencias tecnológicas, Boletín IIE*, pp. 8-15.
- Microsoft. (2007). Office Excel Enterprise En 2007 (Ed.), *Help Guide Contens and Procedure*. United States of America: Microsoft Inc.
- Millones, E. (2002). Impacto Ambiental en Proyetos Viales. Caso: Inestabilidad de Taludes. *XIII Congreso Internacional de la Construcción*.
<http://www.construccion.org.pe/articulo/files/cma-05-xiii-conic.zip>
- Morales, R. (2004). Muros, Taludes y Terraplenes de Suelo Reforzado: Control de Erosión. Ciudad de México, México: Facultad de Ingeniería de la UNAM, PYNSA.
- Muro, G. d. I. C., Álvarez, M. y Alvarez, L. (2016). Evaluación de riesgo y simulación de soluciones técnicas para filtraciones, caso de estudio: Presa Zaza. Santa Clara, Villa Clara, Cuba: Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas (UCLV), Empresa de Investigaciones y Proyetcos Hidráulicos de Villa Clara (IPH VC).
- NC-48-18. (1983). Ingeniería Hidráulica. Presa, Cálculo del efecto de las olas para la protección de taludes. En Comité Estatal de Normalización Nivel Central (Ed.), *CDU 627.43.034.92:006.354 (729.1)*. Ciudad de La Habana, Cuba: Unidad Impresora CEN.
- Quevedo, G. (2001a). Análisis de la estabilidad de taludes con la aplicación del método de las diferencias finitas. Santa Clara, Villa Clara, Cuba: Universidad Central «Marta Abreu» de Las Villas, Facultad de Construcciones.

- Quevedo, G. (2001b). *Estudio de la estabilidad de taludes y laderas para la prevención de desastres*. Santa Clara, Villa Clara, Cuba.
- Quindi, R. y Armas, R. (2004). Estudio del fallo por estabilidad de la loma «El Volcán» en la autopista Habana-Melena, Cuba. Ciudad de La Habana, Cuba: Instituto Superior Politécnico «José Antonio Echeverría» (ISPJAE) de La Habana.
- Rojas, E. y Mora, R. (2009). Análisis del efecto del humedecimiento en la falla de talud en el km 240+000 del cuerpo A de la autopista Cuernavaca–Acapulco. *Ingeniería, Vol. 13-3*, pp. 17-28.
- Ruiz, O., Martínez, J. E., Pedraza, A., Acosta, J. y Marrero, O. (2017). Investigación ingeniero geológica cortina y aliviadero embalse Boquerones. Santa Clara, Villa Clara, Cuba.: Empresa de Investigaciones Proyectos Hidráulicos de Villa Clara (IPH VC).
- Sarduy, F. (2010). Recursos hídricos en Cuba. Santa Clara, Villa Clara, Cuba: Empresa de Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos de Villa Clara.
- Sentmanat Velázquez, A. (2016). *Análisis de las filtraciones y estabilidad de taludes en presas de tierra* Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Santa Clara, Cuba.
- Sherald, J. y Woodward, R. (1963). Earth and earth-rock dams. Ciudad de La Habana, Cuba: Edición Revolucionaria, Instituto del Libro.
- Vanantwerp, R. (1970). Stability of Earth and Rock-Fill Dams (Inclusive of Change 1) *Engineer Manual, Engineering and Design*. Washington DC, United States of America: U.S. Army Corps of Engineers

ANEXOS

ANEXO 1. CÁLCULO DE LA LCS POR EL MÉTODO CASAGRANDE POR MEDIO DE UNA RUTINA IMPLEMENTADA EN MATHCAD.

Datos iniciales

$$\phi := 20.5^\circ$$

$$K_y := 7.58 \cdot 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

$$K_x := 7.58 \cdot 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

$$h := 9.2\text{m}$$

$$d := 17\text{m}$$

Cálculo del coeficiente a:

$$a := \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{d^2 + h^2} - d)$$

$$a = 0.124\text{m}$$

Nota: Se asume que el gradiente hidráulico en este paso es unitario. Además, al comparar los valores de gasto para la sección Est.=77+47.25 son un poco por encima de los valores en

$$y_0 := 2a$$

$$y_0 = 0.247\text{m}$$

Cálculo de la relación $q/k=\text{Cof}$:

$$\text{Cof} := a \cdot \sin(\phi) \cdot \tan(\phi)$$

$$\text{Cof} = 0.016\text{m}$$

Ecuación de la LSC:

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

Despejando y para obtener los valores a partir de x :

$$i := 0..50$$

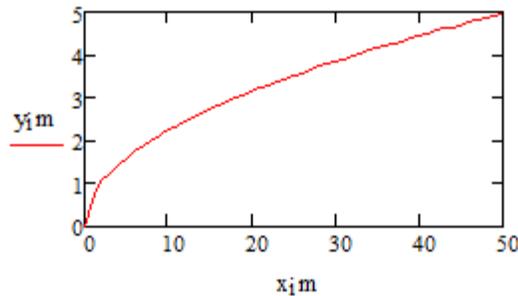
$$x_i := i \cdot 1\text{m}$$

Donde:

$$y_i := \begin{cases} 0 & \text{if } y_0 = 2a \wedge i = 0 \\ \sqrt{2 \cdot y_0 \cdot x_i + y_0^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Dado que la propiedad de la parábola que se forma en la Línea de Corriente Superior (LCS) es de origen $x=0$ y $y=0$ con un ángulo de inclinación de 45° .

$y_i =$
0 m
0.746
1.025
1.243
1.428
1.592
1.74
1.877
2.005
2.124
2.238
2.346
2.449
2.548
2.643
...



Nota: Nótese que el valor de corte en el que aparece el nivel freático según la cala C-22 contenida en la tabla comparativa 3.7 se registra el nivel piezométrico en la distancia de 4.991 m de profundidad desde la superficie del terreno, valor muy similar al obtenido en la representación de la curva en esta secuencia de cálculo.

$i =$
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
...

Se determinan las caídas de potencial Δh :

Donde:

n ->es la cantidad de veces de caída del potencial y es numéricamente igual a n_e

$$\Delta h := \frac{h}{n}$$

$$n := 9$$

$$\Delta h = 1.022\text{m}$$

Finalmente se procede a determinar el gasto q por unidad de longitud según la expresión siguiente:

$$q = k * h * \frac{n_f}{n_e}$$

Donde:

Nota: como la red de flujo asumida es formada por cuadrados esféricos perfectos, las distancias a y b son numéricamente iguales.

Luego entonces:

$$b := a$$

Se calculan las diferencias de gasto (Δq) para un solo cuadro de la red de flujo asumida, puesto que, por hipótesis, el suelo es homogéneo y las Δq son constantes en cada cuadro la red de flujo asumido.

$$\Delta q := Kx \cdot a \cdot \frac{\Delta h}{b}$$

$$\Delta q = 7.748 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

**ANEXO 2. DATOS PRINCIPALES DE CAMPO Y GABINETE PROVENIENTE DE LOS ESTUDIOS
INGENIERO-GEOLÓGICOS Y TOPOGRÁFICOS**

Tabla 3.1. Datos de los trabajos de perforación y sondeo².

Cala	Profundidad (m)	Coordenadas		Cota (msnm)	Prof. NP (m)	Cota NP (msnm)	SPT (m)
		X	Y				
C-14	1,080	67428912	21458703	2,812	-	-	-
C-15	1,250	67443471	21454525	2,884	544	2,340	-
C-19	1,500	67498197	21438977	2,770	637	2,133	7,75
C-22	1,000	67542342	21428431	2,955	-	-	-

Capa vegetal: Limo arcillosa de color pardo carmelitoso, con gravas pequeñas de diferentes litologías, ferrolitas y restos de plantas y raíces. Puede aparecer superficialmente o por debajo de los rellenos del dique del canal de drenaje donde no fue retirada.

Capa 1: Material deluvial de color pardo grisáceo en ocasiones con algunas ferrolitas y gravas pequeñas, clasifica geotécnicamente como una arena arcillosa con grava, en la que predominan los granos gruesos, con un 45 % de limos y arcillas de baja plasticidad, con una actividad coloidal alta (según Skempton, 1953). La arena es de grano fino, con un 3 % de arena gruesa, un 14 % de arena media y un 36 % de arena fina. Compuesta por un 54 % de granos gruesos. Presenta un límite líquido (LL) de 19,5 % y un índice de plasticidad (IP) de 9,8 %, una humedad óptima (w_o) de aproximadamente 13,7 %, 8,2 % por debajo de la natural. La densidad seca máxima es de 1,857 g/cm³, según el ensayo Próctor Estándar. Clasifica según SUCS como SC. Presenta un ángulo de fricción interno (ϕ) de 22,70° Sex y una cohesión (c) de 18,0 kPa (según Ensayo Cortante UU).

Capa 3: Arcilla ligera arenosa con ferrolitas en ocasiones abundantes, de color gris verdoso en ocasiones abigarrado con tonalidades rojizas y negras producto de la oxidación, en la que predominan los granos finos, limos y arcillas de baja plasticidad, con una actividad coloidal media (según Skempton, 1953). La arena es de grano fino, con un 4 % de arena gruesa, un 11 % de arena media y un 15 % de arena fina. Un potencial de expansión (h) alto (según Seed *et al.*, 1962). Es muy hidrófila.

² En las cotas Prof. NP el valor correcto es de 5.44 m y 6.37 m respectivamente.

Presenta un límite líquido (LL) de 48,9 % y un índice de plasticidad (IP) de 29,5 %, una humedad óptima (w_o) de aproximadamente 21,2 %, 3,4 % por debajo de la natural. La densidad seca máxima es de 1,613 g/cm³, según el ensayo Próctor Estándar. El índice de compresión es 0,31 y el de expansión 0,06 (Según Nagaraj y Murty, 1985), asimismo presenta una moderada compresibilidad (Según Sowers & Sowers, 1975); el módulo de deformación para carga 8 kg/cm² presenta un promedio de 13,76 MPa, por lo que posee una capacidad de deformación media y una capacidad soportante aceptable. Clasifica según SUCS como CL. Presenta un ángulo de fricción interno (ϕ) de 16,10° Sex y una cohesión (c) de 75,8 kPa (según Ensayo Cortante UU). De origen eluvial.

Tabla 3.2. Resumen geotécnico Capa 1 y Capa 3.

RESUMEN GEOTÉCNICO DE SUELOS								
PARÁMETROS	SIMB.	U/M	Capa 1			Capa 3		
			MÍN	MÁX	PROM	MÍN	MÁX	PROM
Gravas	G	%	0	4	2	0	10	3
Arena	A	%	34	70	53	19	44	30
Limo	L	%	20	55	41	20	48	39
Arcilla	A	%	1	11	4	15	37	28
Límite Líquido	LL	%	19,3	19,7	19,5	32,6	72,7	48,9
Límite Plástico	LP	%	9,8	10,0	9,8	13,7	25,3	19,4
Índice plástico	IP	%	9,3	10,1	9,7	16,8	49,7	29,5
Humedad natural	ω_n	%	21,9	21,9	21,9	11,4	32,6	24,6
Densidad seca	γ_d	g/cm ³	1,654	1,654	1,654	1,383	1,928	1,605
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	2,002	2,002	2,002	1,833	2,154	1,972
Relación de vacíos	e	-	0,626	0,626	0,626	0,659	0,938	0,807
Saturación	S	%	-	-	94	79	96	91
Índice de consistencia	Ic	-				0,39	1,02	0,70
Humedad óptima	ω_o	%	12,7	14,4	13,7	15,0	26,1	21,2
Densidad seca máxima	γ_{dmax}	g/cm ³	1,840	1,890	1,857	1,493	1,800	1,613
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	2,100	2,131	2,112	1,841	2,084	1,951
Rel. de vacíos mínima	e_{min}	-	0,423	0,495	0,463	0,517	0,882	0,733
Saturación máxima	S	%	80	81	80	72	90	81
Peso específico	Gs	-	2,690	2,750	2,710	2,710	2,830	2,778
Ensayo Cortante CD	Cohesión	C	Kpa	-	-	-	-	37,7
	Ángulo de fricción interno	ϕ	^s sex	-	-	-	-	13,5
Ensayo Cortante UU	Cohesión	C	Kpa	-	-	18,0	18,1	151,2
	Ángulo de fricción interno	ϕ	^s sex	-	-	22,7	8,5	17,4
Módulo de deformación		E_s	mPa	-	-	18,0	9,9	20,6
Coef. Compresibilidad		av_s	cm ² /kg	-	-	0,00008	0,00007	0,00018
Coef. Consolidación		cv_s	cm ² /seg	-	-	0,00012	0,00004	0,00018
CLASIFICACIÓN SUCS			SC			CL		

Capa 3a: Arena arcillosa de color grisáceo amarillento con manchas de oxidación con gravas de diferentes litologías y abundantes ferrolitas (mocarrero), en la que predominan los granos gruesos, con un 35 % de limos y arcillas de baja plasticidad, con una actividad coloidal alta (según Skempton, 1953). La arena es de grano medio, con un 21 % de arena gruesa, un 28 % de arena media y un 7 % de arena fina. Compuesta por un 65 % de granos gruesos. Presenta un límite líquido (LL) de 35,1 % y un índice de plasticidad (IP) de 20,8 %, una humedad óptima (ω_o) de aproximadamente 13,5 %, 1,4 % por debajo de la natural. La densidad seca máxima es de 1,855 g/cm³, según el ensayo Próctor Estándar. Clasifica según SUCS como SC. Presenta un ángulo de fricción interno (ϕ) de 17,70° Sex y una cohesión (c) de 53,0 kPa (según Ensayo Cortante UU). De origen eluvial.

Capa 4: Material eluvial con abundantes nódulos y vetas de carbonato e intercalaciones de poco espesor de areniscas y limolitas, de color gris verdoso a amarillento, se comporta como una arcilla ligera arenosa, en la que predominan los granos finos, limos y arcillas de baja plasticidad, con una actividad coloidal alta (según Skempton, 1953). La arena es de grano medio, con un 6 % de arena gruesa, un 20 % de arena media y un 17 % de arena fina. Un potencial de expansión (hl) medio (según Seed et al, 1962). Es muy hidrófilo. Presenta un límite líquido (LL) de 36 % y un índice de plasticidad (IP) de 17,2 %, una humedad óptima (w_o) de aproximadamente 15,6 %, 12,8 % por debajo de la natural. La densidad seca máxima es de 1,798 g/cm³, según el ensayo Próctor Estándar. El índice de compresión es 0,23 y el de expansión 0,05 (Según Nagaraj y Murty, 1985), asimismo presenta una moderada compresibilidad (Según Sowers & Sowers, 1975); el módulo de deformación para carga 8 kg/cm² presenta un promedio de 10,82 MPa, por lo que posee una capacidad de deformación media y una capacidad soportante aceptable. Clasifica según SUCS como CL. Presenta un ángulo de fricción interno (ϕ) de 19,9° Sex y una cohesión (c) de 41,2 kPa (según Ensayo Cortante UU).

Tabla 3.3. Resumen geotécnico Capa 4 y Capa 3a.

RESUMEN GEOTÉCNICO DE SUELOS								
PARÁMETROS	SIMB.	U/M	Capa 3a			Capa 4		
			MÍN	MÁX	PROM	MÍN	MÁX	PROM
Gravas	G	%	1	22	9	0	15	5
Arena	A	%	39	66	56	27	52	43
Limo	L	%	11	35	19	23	47	38
Arcilla	A	%	10	25	16	5	27	14
Límite Líquido	LL	%	20,2	44,4	35,1	26,6	47,8	35,6
Límite Plástico	LP	%	12,4	16,9	14,3	13,1	28,8	18,4
Índice plástico	IP	%	7,8	29,5	20,8	13,4	21,6	17,2
Humedad natural	ω_n	%	11,7	23,3	14,9	24,7	32,1	28,4
Densidad seca	γ_d	g/cm ³	1,584	1,939	1,840	1,359	1,416	1,384
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	1,969	2,199	2,108	1,724	1,824	1,786
Relación de vacíos	e	-	0,402	0,699	0,508	0,943	1,006	0,974
Saturación	S	%	75	93	84	83	88	85
Índice de consistencia	Ic	-	0,64	1,25	0,95	-0,11	0,52	0,20
Humedad óptima	ω_o	%	11,1	17,9	13,5	12,3	18,5	15,6
Densidad seca máxima	γ_{dmax}	g/cm ³	1,644	1,934	1,855	1,665	1,888	1,798
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	1,900	2,183	2,094	1,973	2,134	2,076
Rel. de vacíos mínima	e_{min}	-	0,413	0,673	0,487	0,462	0,646	0,543
Saturación máxima	S	%	63	86	77	73	86	79
Peso específico	Gs	-	2,670	2,820	2,739	2,740	2,800	2,767
Ensayo Cortante CD	Cohesión	C	Kpa					20,8
	Ángulo de fricción interno	ϕ	°sex					17,0
Ensayo Cortante UU	Cohesión	C	Kpa	50,41	68,91	53,0	26,2	68,5
	Ángulo de fricción interno	ϕ	°sex	14,23	19,22	17,7	17,3	18,8
Módulo de deformación	E_s	mPa	9,10	21,15	16,9	8,2	12,7	10,8
Coef. Compresibilidad	a_v	cm ² /kg	0,00006	0,00017	0,00010	0,00014	0,00024	0,00018
Coef. Consolidación	c_v	cm ² /seg	0,00004	0,13788	0,03481	0,00003	0,00049	0,00018
CLASIFICACIÓN SUCS			SC			CL		

Relleno 1: Material de relleno más fino que conforma el cuerpo del dique, es de coloración grisáceo a pardo amarillento a veces con tonalidades rojizas y algunas ferrolitas, está compuesto por una arcilla ligera arenosa, en la que predominan los granos finos, limos y arcillas de baja plasticidad, con una actividad coloidal media (según Skempton, 1953). La arena es de grano fino, con un 6 % de arena gruesa, un 11 % de arena media y un 12 % de arena fina. Un potencial de expansión (h) alto (según Seed *et al.*, 1962). Es muy hidrófilo. Presenta un límite líquido (LL) de 37,8 % y un índice de plasticidad (IP) de 21,1 %, una humedad óptima (ω_o) de aproximadamente 16,8 %, 2,2 % por debajo de la natural. La densidad seca máxima es de 1,725 g/cm³, según el ensayo Próctor Estándar. El índice de compresión es 0,25 y el de expansión 0,05 (Según Nagaraj y Murty, 1985), asimismo presenta una moderada compresibilidad (Según Sowers & Sowers, 1975); el módulo de

deformación para carga 8 kg/cm² presenta un promedio de 11,05 MPa, por lo que posee una capacidad de deformación media y una capacidad soportante aceptable. Clasifica según SUCS como CL. Presenta un ángulo de fricción interno (ϕ) de 17,0° Sex y una cohesión (c) de 51,30 kPa (según Ensayo Cortante UU). Prácticamente está conformado por el material extraído durante la excavación del canal de drenaje de la Capa 3.

Relleno 2: Material de relleno más grueso en la conformación del dique, de color carmelitoso a rojizo con manchas de oxidación de color negro, se compone granulométricamente por una arena arcillosa con grava, en la que predominan los granos gruesos, con un 37 % de limos y arcillas de baja plasticidad, con una actividad coloidal media (según Skempton, 1953). La arena es de grano fino, con un 12 % de arena gruesa, un 20 % de arena media y un 21 % de arena fina. Compuesta por un 63 % de granos gruesos. Presenta un límite líquido (LL) de 36,3 % y un índice de plasticidad (IP) de 20,9 %, una humedad óptima (w_o) de aproximadamente 15,0 %, 2,6 % por debajo de la natural. La densidad seca máxima es de 1,815 g/cm³, según el ensayo Próctor Estándar. Clasifica según SUCS como SC. Durante la conformación del dique es el material aportado por la Capa 3a en la excavación del canal de drenaje.

Capa 5a: Eluvio de caliza compuesto por un material margoso de color grisáceo a amarillento con gravas de caliza y sílice, con abundantes nódulos y vetas de carbonato, en general desde el punto de vista granulométrico se compone de una arcilla ligera arenosa, en la que predominan los granos finos, limos y arcillas de baja plasticidad, con una actividad coloidal muy baja (según Skempton, 1953). La arena es de grano fino, con un 7 % de arena gruesa, un 10 % de arena media y un 10 % de arena fina. Un potencial de expansión (hl) medio (según Seed *et al.*, 1962). Es muy hidrófilo. Presenta un límite líquido (LL) de 29,9 % y un índice de plasticidad (IP) de 13,7 %, una humedad óptima (w_o) de aproximadamente 17,9 %, 9,0 % por debajo de la natural. La densidad seca máxima es de 1,699 g/cm³, según el ensayo Próctor Estándar. El índice de compresión es 0,19 y el de expansión 0,04 (Según Nagaraj y Murty, 1985), asimismo presenta una baja compresibilidad (Según Sowers & Sowers, 1975); el módulo de deformación para carga 8 kg/cm² presenta

un promedio de 17,82 MPa, por lo que posee una capacidad de deformación baja y una capacidad soportante buena. Clasifica según SUCS como CL. Presenta un ángulo de fricción interno (ϕ) de 14,60° Sex y una cohesión (c) de 87,7 kPa (según Ensayo Cortante UU). Contiene en su composición intercalaciones de la Capa 7 y bloques de caliza (Capa 5).

Tabla 3.3. Resumen geotécnico Relleno 1 y Relleno 2.

RESUMEN GEOTÉCNICO DE SUELOS									
PARÁMETROS	SIMB.	U/M	Relleno 1			Relleno 2			
			MÍN	MÁX	PROM	MÍN	MÁX	PROM	
Gravas	G	%	2	12	6	4	15	10	
Arena	A	%	16	42	29	42	64	53	
Limo	L	%	37	64	44	10	28	18	
Arcilla	A	%	4	40	21	7	34	19	
Límite Líquido	LL	%	23,3	54,4	37,8	28,1	45,3	36,3	
Límite Plástico	LP	%	14,0	24,6	16,7	11,9	23,5	15,4	
Índice plástico	IP	%	8,4	29,8	21,1	7,2	29,1	20,9	
Humedad natural	ω_n	%	12,4	33,6	19,0	11,7	27,9	17,6	
Densidad seca	γ_d	g/cm ³	1,356	1,830	1,689	1,509	1,866	1,758	
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	1,800	2,079	1,997	1,931	2,132	2,055	
Relación de vacíos	e	-	0,533	1,064	0,807	0,471	0,775	0,557	
Saturación	S	%	69	92	83	74	95	86	
Índice de consistencia	Ic	-	0,14	1,21	0,76	0,55	1,06	0,86	
Humedad óptima	ω_o	%	11,9	21,2	16,8	12,8	19,7	15,0	
Densidad seca máxima	γ_{dmax}	g/cm ³	1,518	1,889	1,725	1,729	1,915	1,815	
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	1,795	2,114	2,012	2,004	2,167	2,086	
Rel. de vacíos mínima	e_{min}	-	0,439	0,850	0,614	0,474	0,625	0,537	
Saturación máxima	S	%	60	84	76	71	92	78	
Peso específico	Gs	-	2,720	2,810	2,773	2,710	2,890	2,769	
Ensayo Cortante CD	Cohesión	C	Kpa	-	-	35,60	2,72	2,86	2,77
	Ángulo de fricción interno	ϕ	°sex	-	-	19,11	-	-	-
Ensayo Cortante UU	Cohesión	C	Kpa	49,02	62,75	51,3	25,2	125,4	40,7
	Ángulo de fricción interno	ϕ	°sex	16,17	16,64	17,0	14,0	23,5	18,6
Módulo de deformación	E_s	mPa	9,58	12,63	11,1	11,6	22,3	17,2	
Coef. Compresibilidad	av_s	cm ² /kg	0,00011	0,00017	0,00015	0,00006	0,00012	0,00009	
Coef. Consolidación	cv_s	cm ² /seg	0,00005	0,00099	0,00030	0,00007	0,00095	0,00040	
CLASIFICACIÓN SUCS			CL			SC			

Capa 6: Limolita de color gris verdoso con tonos amarillentos, con intercalaciones de poco espesor de arenisca de grano fino y conglomerados polimícticos, es una semirroca compuesta desde el punto de vista granulométrico por una arcilla ligera arenosa, en la que predominan los granos finos, limos y arcillas de baja plasticidad, con una actividad coloidal media (según Skempton, 1953). La arena es de grano medio, con un 5 % de arena gruesa, un 14 % de arena media y un 12 % de arena fina. Un potencial de expansión (h) alto (según Seed *et al.*, 1962). Es muy hidrófilo.

Presenta un límite líquido (LL) de 41,3 % y un índice de plasticidad (IP) de 22,1 %. Clasifica según SUCS como CL. Presenta un ángulo de fricción interno (ϕ) de 16,63° Sex y una cohesión (c) de 51.60 kPa (según Ensayo Cortante UU).

Capa 7: Arcilla densa de color abigarrado, en ocasiones con nódulos y vetas de carbonato, en la que predominan los granos finos, limos y arcillas de alta plasticidad, con una actividad coloidal media (según Skempton, 1953). La arena es de grano fino, con un 1 % de arena gruesa, un 1 % de arena media y un 7 % de arena fina. Un potencial de expansión (hl) muy alto (según Seed *et al.*, 1962). Es muy hidrófilo. Presenta un límite líquido (LL) de 77,7 % y un índice de plasticidad (IP) de 50,6 %, una humedad óptima (w_o) de aproximadamente 37,8 %, 11,7 % por debajo de la natural. La densidad seca máxima es de 1,299 g/cm³, según el ensayo Próctor Estándar. El índice de compresión es 0,5 y el de expansión 0,1 (Según Nagaraj y Murty, 1985), asimismo presenta una alta compresibilidad (Según Sowers&Sowers, 1975); el módulo de deformación para carga 8 kg/cm² presenta un promedio de 22,70 MPa, por lo que posee una capacidad de deformación baja y una capacidad soportante buena. Clasifica según SUCS como CH. Presenta un ángulo de fricción interno (ϕ) de 10,10° Sex y una cohesión (c) de 91,70 kPa (según Ensayo Cortante UU). Aparece en forma de intercalaciones dentro de la Capa 5a.

Capa 2: Material aluvial de color gris oscuro a negro con intercalaciones que presentan un notable aporte de materia orgánica, compuesto granulométricamente por una arcilla ligera, en la que predominan los granos finos, limos y arcillas de baja plasticidad, con una actividad coloidal muy baja (según Skempton, 1953). La arena es de grano fino, con un 1 % de arena gruesa, un 6 % de arena media y un 25 % de arena fina. Un potencial de expansión (hl) alto (según Seed *et al.*, 1962). Es muy hidrófilo. Presenta un límite líquido (LL) de 43,9 % y un índice de plasticidad (IP) de 26,9 %, una humedad óptima (w_o) de aproximadamente 17,9 %, 13,6 % por debajo de la natural. La densidad seca máxima es de 1,698 g/cm³, según el ensayo Próctor Estándar. El índice de compresión es 0,28 y el de expansión 0,06 (Según Nagaraj y Murty, 1985), asimismo presenta una moderada compresibilidad (Según Sowers & Sowers, 1975); el módulo de deformación para carga 8 kg/cm² presenta un

promedio de 10,4 MPa, por lo que posee una capacidad de deformación media y una capacidad soportante aceptable. Clasifica según SUCS como CL.

Tabla 3.4. Resumen geotécnico Capa 5a y Capa 6.

RESUMEN GEOTÉCNICO DE SUELOS									
PARÁMETROS	SIMB.	U/M	Capa 5a			Capa 6			
			MÍN	MÁX	PROM	MÍN	MÁX	PROM	
Gravas	G	%	0	16	8	6	17	12	
Arena	A	%	7	59	27	19	46	31	
Limo	L	%	13	80	44	29	38	34	
Arcilla	A	%	6	39	21	19	26	23	
Límite Líquido	LL	%	19,6	52,9	29,9	34,3	48,2	41,3	
Límite Plástico	LP	%	11,0	26,5	16,2	14,5	23,8	19,2	
Índice plástico	IP	%	1,6	28,3	13,7	19,8	24,4	22,1	
Humedad natural	ω_n	%	11,0	49,0	26,9	-	-	-	
Densidad seca	γ_d	g/cm ³	1,220	1,900	1,505	-	-	-	
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	1,687	2,143	1,896	-	-	-	
Relación de vacíos	e	-	0,453	1,111	0,764	-	-	-	
Saturación	S	%	47	98	77	-	-	-	
Índice de consistencia	Ic	-	-0,65	1,36	0,77	-	-	-	
Humedad óptima	ω_o	%	13,3	32,0	17,9	-	-	-	
Densidad seca máxima	γ_{dmax}	g/cm ³	1,402	1,883	1,699	-	-	-	
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	1,814	2,151	1,997	-	-	-	
Rel. de vacíos mínima	e_{min}	-	0,464	1,005	0,631	-	-	-	
Saturación máxima	S	%	67	93	78	-	-	-	
Peso específico	Gs	-	2,710	2,840	2,756	2,760	2,760	2,760	
Ensayo Cortante UU	Cohesión	C	Kpa	22,06	113,06	87,7	-	-	51,6
	Ángulo de fricción interno	ϕ	°sex	11,10	19,18	14,6	-	-	16,6
Módulo de deformación	E_p	mPa	8,70	26,87	17,8	-	-	28,3	
Coef. Compresibilidad	a_{v_s}	cm ² /kg	0,00006	0,00026	0,00011	-	-	0,00007	
Coef. Consolidación	c_{v_s}	cm ² /seg	0,00003	0,00111	0,00031	-	-	0,00025	
CLASIFICACIÓN SUCS			CL			CL			

Capa 2a: Material aluvial de color pardo grisáceo compuesto por una arena arcillosa con gravas de diferentes litologías, en la que predominan los granos gruesos, con un 26 % de limos y arcillas de baja plasticidad, con una actividad coloidal media (según Skempton, 1953). La arena es de grano fino, con un 6 % de arena gruesa, un 24 % de arena media y un 40 % de arena fina. Compuesta por un 74 % de granos gruesos. Presenta un límite líquido (LL) de 26,6 % y un índice de plasticidad (IP) de 14,3 %, una humedad óptima (ω_o) de aproximadamente 13,8 %, 1,4 % por debajo de la natural. La densidad seca máxima es de 1,780 g/cm³, según el ensayo Próctor Estándar. Clasifica según SUCS como SC. Presenta un ángulo de fricción interno (ϕ) de 18,10° Sex y una cohesión (c) de 52,60 kPa (según Ensayo Cortante UU).

Presenta filones o intercalaciones de poco espesor de material aluvial más fino con presencia de materia orgánica.

Tabla 3.5. Resumen geotécnico Capa 7 y Capa 2.

RESUMEN GEOTÉCNICO DE SUELOS								
PARÁMETROS	SIMB.	U/M	Capa 7			Capa 2		
			MÍN	MÁX	PROM	MÍN	MÁX	PROM
Gravas	G	%	0	3	1	0	1	1
Arena	A	%	2	16	9	25	40	32
Limo	L	%	34	69	48	27	37	32
Arcilla	A	%	27	54	42	32	38	35
Límite Líquido	LL	%	56,6	98,1	77,7	42,0	45,8	43,9
Límite Plástico	LP	%	21,8	32,5	27,1	16,4	17,7	17,0
Índice plástico	IP	%	31,5	67,9	50,6	25,6	28,1	26,9
Humedad natural	ω_n	%	32,7	47,4	37,8	30,1	32,9	31,5
Densidad seca	γ_d	g/cm ³	1,130	1,398	1,305	1,421	1,457	1,439
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	1,681	1,876	1,799	1,886	1,907	1,897
Relación de vacíos	e	-	0,991	1,297	1,104	0,853	0,901	0,877
Saturación	S	%	92	100	96	95	99	97
Índice de consistencia	Ic	-	0,55	0,92	0,71	0,46	0,47	0,46
Humedad óptima	ω_o	%	19,5	33,7	26,1	17,6	18,2	17,9
Densidad seca máxima	γ_{dmax}	g/cm ³	1,335	1,578	1,474	1,672	1,724	1,698
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	1,785	1,952	1,856	1,978	2,028	2,003
Rel. de vacíos mínima	e_{min}	-	0,803	1,052	0,890	0,612	0,656	0,634
Saturación máxima	S	%	66	96	81	77	80	79
Peso específico	Gs	-	2,690	2,820	2,766	2,700	2,780	2,738
Ensayo Cortante CD	Cohesión	C	Kpa	-	-	59,36	-	-
	Ángulo de fricción interno	ϕ	°sex	-	-	7,78	-	-
Ensayo Cortante UU	Cohesión	C	Kpa	78,08	100,09	91,7	-	-
	Ángulo de fricción interno	ϕ	°sex	9,84	10,37	10,1	-	-
Módulo de deformación	E_s	mPa	9,08	48,34	22,7	10,4	10,4	10,4
Coef. Compresibilidad	av_s	cm ² /kg	0,00003	0,00024	0,00011	0,00016	0,00018	0,00017
Coef. Consolidación	cv_s	cm ² /seg	0,00002	0,17083	0,01473	0,00003	0,00005	0,00004
CLASIFICACIÓN SUCS			CH			CL		

Capa 5: Caliza organógena con huellas cársicas, muy fracturada y porosa, con material terrígeno rellenando grietas y oquedades, en ocasiones de aspecto brechoso con clastos de sílice, los fósiles que presenta son de conchas y caracoles de moluscos de origen marino, su coloración varía de blanco grisáceo con vetas rosáceas a gris verdoso y en ocasiones con manchas de oxidación de color negro.

Tabla 3.5. Resumen geotécnico Capa 2a

RESUMEN GEOTÉCNICO DE SUELOS					
PARÁMETROS	SIMB.	U/M	A		
			MÍN	MAX	PROM
Gravas	G	%	1	7	4
Arena	A	%	62	77	70
Limo	L	%	9	18	14
Arcilla	A	%	7	19	12
Límite Líquido	LL	%	26,6	26,6	26,6
Límite Plástico	LP	%	12,2	12,2	12,2
Índice plástico	IP	%	14,3	14,3	14,3
Humedad natural	ω_n	%	15,2	15,2	15,2
Densidad seca	γ_d	g/cm ³	-	-	1,870
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	-	-	2,151
Relación de vacíos	e	-	-	-	0,449
Saturación	S	%	-	-	91
Índice de consistencia	Ic	-	-	-	0,80
Humedad óptima	ω_o	%	12,8	14,8	13,8
Densidad seca máxima	γ_{max}	g/cm ³	1,770	1,791	1,780
Densidad húmeda	γ_r	g/cm ³	2,020	2,032	2,026
Rel. de vacíos mínima	e_{min}	-	0,526	0,536	0,531
Saturación máxima	S	%	66	76	71
Peso específico	Gs	-	2,700	2,750	2,720
Ensayo Cortante CD	Cohesión	C	Kpa	-	-
	Ángulo de fricción interno	ϕ	°sex	-	-
Ensayo Cortante UU	Cohesión	C	Kpa	-	52,6
	Ángulo de fricción interno	ϕ	°sex	-	18,1
Módulo de deformación		E_s	mPa	-	38,0
Coef. Compresibilidad		av_s	cm ² /kg	-	0,00004
Coef. Consolidación		cv_s	cm ² /seg	-	0,00078
CLASIFICACIÓN SUCS			SC		

Tabla 3.6. Análisis estadístico de las permeabilidades por capas

Kf (m/d)	R1	R2	1	2 y 2a	3	3a	4	5a	5	7
Mínimo	0,006	0,018	0,094	0,226	0,006	0,016	0,006	0,017	1,054	0,014
Máximo	3,054	3,865	0,318	0,660	0,034	0,914	0,011	6,812	47,830	0,022
Promedio	0,380	0,412	0,181	0,443	0,025	0,265	0,009	1,236	17,239	0,018

