



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Facultad de Ingeniería

Maestría en Geología Aplicada y Geotecnia

**ANÁLISIS DEL GASTO DE FILTRACIÓN A TRAVÉS DE LAS ATAGUÍAS AGUAS
ARRIBA Y ABAJO DE LA PRESA DE HCR EN EL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO MINAS SAN FRANCISCO - LA UNIÓN.**

Director:
Ing. Rolando Armas Novoa, MSc

Proyecto de graduación previo a la
obtención del grado de Magíster en
Geología Aplicada y Geotecnia

Tutor:

Autor:
Ing. Fernando Álvarez Ordóñez

Cuenca, Ecuador

Enero, 2012



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Dedicatoria:

A mis amados hijos Juan Sebastián y Emilia Alejandra.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Agradecimiento:

Un especial reconocimiento al Profesor Rolando Armas Novoa, quien con sus valiosos conocimientos y desinteresada entrega ha hecho posible la culminación con éxito del presente trabajo y a todas las personas que contribuyeron con sus importantes recomendaciones para el desarrollo de ésta tesis.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

ANÁLISIS DEL GASTO DE FILTRACIÓN A TRAVÉS DE LAS ATAGUÍAS AGUAS ARRIBA Y ABAJO DE LA PRESA DE HCR EN EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO MINAS SAN FRANCISCO - LA UNIÓN

Ing. Fernando Álvarez

RESUMEN

El principal propósito de este trabajo de tesis fue analizar los gastos de filtración que se producen a través de medios porosos para diferentes casos planteados, y como estos afectan la excavación propuesta por la compañía consultora que realizó los Estudios de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco - La Unión, los cuales fueron realizados en forma muy superficial. En los diferentes casos analizados, se determinó que el gasto de filtraciones que ocurren a través de la ataguía aguas arriba, produce inestabilidad en el talud propuesto en el diseño, por tal razón en esta investigación se ha propuesto un nuevo talud que tiene una geometría diferente, con la condición de que eliminando un sistema constructivo costoso, como es la pantalla de impermeabilización realizada con la técnica de Jet Grouting y con la implementación de pozos de alivio, el talud modificado es estable y seguro.

En el análisis ejecutado determina que con la implementación de los pozos de alivio, el Proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco, puede evitar un gasto innecesario en la ejecución de la pantalla contra filtraciones de las ataguías, lo cual contribuye con la eficiencia y economía del proyecto.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

ANALYSIS OF THE SEEPAGE RATE THROUGH THE UPSTREAM COFFERDAM AND UNDER THE ROLLER-COMPACTED CONCRETE (RCC) DAM FOR THE HYDROELECTRICAL PROJECT MINAS SAN FRANCISCO - LA UNION

By Fernando Álvarez

ABSTRACT

The main purpose of this research is to analyze the seepage rate that is produced through porous media under different conditions and the effect of this phenomenon on the excavation works proposed by the consulting company in charge of the Feasibility and Detail Designs of the Hydroelectrical Project Minas San Francisco - La Union, designs that were executed with very limited details. From the different cases, it was determined that the seepage rate that occurs through the upstream cofferdam produces instability on the proposed slope. To solve this problem, this thesis proposes a new slope configuration with a different geometry and to eliminate the expensive construction system, proposed by the consulting company, i.e., a waterproofing screen using the Jet Grouting technique. It was found that using relief wells, the new slope is safe and stable.

The analyses showed that with the implementation of relief wells, unnecessary costs associated with the waterproofing screen of the cofferdam can be avoided on the Hydroelectrical Project Minas San Francisco - La Union, which will help to the economy and efficiency of the project.



TABLA DE CONTENIDO

Introducción.....	16
Objetivos Generales.....	17
Objetivos Específicos.....	17
Hipótesis.....	17
Marco Teórico.....	18
Diseño Metodológico.....	22
Orientación.....	22
Técnicas de recolección de datos.....	23
Contenido.....	24
1 CAPITULO I ESTADO DEL ARTE.....	25
1.1 Ubicación, componentes y descripción general del Proyecto.....	25
1.2 Geología Regional.....	27
1.2.1 Litoestratigrafía.....	28
1.3 Geología Local de la zona de la Presa, Sector San Francisco.....	36
1.3.1 Caracterización Superficial.....	36
1.3.2 Litoestratigrafía.....	37
1.4 Filtración.....	44
1.4.1 Tipos de agua en el suelo.....	44
1.4.2 Ley de Darcy.....	44



UNIVERSIDAD DE CUENCA

1.4.3	<i>Ecuaciones Hidrodinámicas que rigen el flujo de agua a través de los suelos.</i>	47
1.4.4	<i>Teoría de la Sección Transformada.</i>	50
1.5	Red de Flujo (Método Gráfico)	53
1.5.1	<i>Cálculo del gasto.</i>	53
1.5.2	<i>Presión Hidrodinámica En Una Red De Flujo.</i>	56
1.5.3	<i>Fuerzas de Filtración, Gradiente Hidráulico de Ebullición.</i>	57
1.6	Flujo de agua a través de presas de tierra.	60
1.7	Seep/w	61
1.8	Estabilidad de Taludes.	62
1.8.1	<i>Métodos de Análisis de Estabilidad.</i>	65
1.8.2	<i>SLOPE/w</i>	78
2	CAPITULO II PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS...	80
2.1	Permeabilidad.	80
2.1.1	<i>Depósito Aluvial y Macizo Rocoso.</i>	80
2.1.2	<i>Ensayos de Permeabilidad en suelos.</i>	81
2.1.3	<i>Ensayo de Permeabilidad en Macizos Rocosos.</i>	83
2.1.4	<i>Pantalla de Impermeabilización.</i>	92
2.1.5	<i>Permeabilidad del Núcleo de la Ataguía.</i>	93
2.1.6	<i>Permeabilidad del Enrocamiento.</i>	100
2.2	Parámetros de Resistencia al Corte en los diferentes materiales componentes de la ataguía y la cimentación.	100
2.2.1	<i>Núcleo de la ataguía.</i>	100



UNIVERSIDAD DE CUENCA

2.2.2	<i>Jet Grouting</i>	102
2.2.3	<i>Aluvial</i>	103
2.2.4	<i>Espaldones</i>	105
2.2.5	<i>Estrato rocoso</i>	107
3	CAPITULO III RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE FILTRACIÓN Y ESTABILIDAD.	108
3.1	Ataguía aguas arriba.....	108
3.1.1	<i>Aplicación del SEEP/w</i>	108
3.1.2	<i>Aplicación del SLOPE /w</i>	122
3.2	Ataguía aguas abajo.....	157
	Conclusiones.....	158
	Recomendaciones.....	161
	Bibliografía.....	163



LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 Columna Estratigráfica de la zona del proyecto	29
Figura 1-2 Esquema del dispositivo experimental de Darcy	45
Figura 1-3 Elemento de una región tridimensional	47
Figura 1-4 Teoría de la Sección Transformada	51
Figura 1-5 Elemento de la Red de Flujo	54
Figura 1-6 Cálculo de la Presión Hidrodinámica en una red de flujo libre	56
Figura 1-7 Fuerza de Filtración.....	58
Figura 1-8 Fuerzas actuantes en dovelas	66
Figura 1-9 Polígono de fuerzas en una dovela	68
Figura 1-10 Fuerzas que actúan en una dovela	70
Figura 1-11 Fuerzas actuando en una dovela de una masa deslizante en una superficie de falla compuesta	74
Figura 1-12 Factor de Seguridad - Lambda.....	75
Figura 1-13 Función aplicada y especificada - N° Dovelas.....	78
Figura 2-1 Ensayo Lefranc a nivel constante. Hipótesis del cilindro alargado	82
Figura 2-2 Ensayo Lugeon A) Obturador Simple B) Obturador Doble	85
Figura 2-3 Curva de Compactación y Saturación	94
Figura 2-4 Variación de la Permeabilidad con la humedad, para una misma energía de compactación.	95
Figura 2-5 Variación de la permeabilidad con la humedad para la energía de compactación del ensayo Proctor Estándar	96



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Figura 3-1 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 1	113
Figura 3-2 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 2	113
Figura 3-3 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 3	114
Figura 3-4 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 4	115
Figura 3-5 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 5	115
Figura 3-6 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 6	116
Figura 3-7 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 7	117
Figura 3-8 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del caso N°8	117
Figura 3-9 Comparación de los resultados del gasto de filtración en toda la longitud de la ataguía aguas arriba entre los 8 casos analizados.	120
Figura 3-10 Variación del gasto de filtración en toda la longitud de la ataguía en la profundidad de la pantalla contra filtraciones (Jet Grouting), después de la excavación.....	121
Figura 3-11 Resultado del Caso N° 9 considerando talud de la excavación 1:1.5 (Falla local)	128
Figura 3-12 Resultados del Caso N° 9, considerando talud de excavación 1:1.5 (Falla General).....	129
Figura 3-13 Resultados del caso N° 9, considerando un talud de excavación 1:1.75 (Falla Local).....	130



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Figura 3-14 Resultados del Caso N° 9 considerando un talud de excavación 1:1.75 (Falla General).....	131
Figura 3-15 Resultados del Caso N° 9, considerando talud de la excavación 1:2 (Falla Local).....	132
Figura 3-16 Resultado del Caso N° 9, considerando talud de excavación 1:2 (Falla General).....	133
Figura 3-17 Resultado del Caso N° 10, considerando talud de la excavación 1:1.5 (Falla Local).....	135
Figura 3-18 Resultados del Caso N° 10, considerando talud de excavación 1:1.5 (Falla General).....	136
Figura 3-19 Resultados del Caso N° 10, considerando un talud de excavación 1:1.75 (Falla Local).....	137
Figura 3-20 Resultados del Caso N° 10, considerando un talud de excavación 1:1.75 (Falla General).....	138
Figura 3-21 Resultados del Caso 10, considerando talud de la excavación 1:2 (Falla Local).....	139
Figura 3-22 Resultado del Caso N° 10, considerando talud de excavación 1:2 (Falla General).....	140
Figura 3-23 Resultados del Caso N° 11, considerando talud de la excavación 1:1.5 (Falla Local).....	142
Figura 3-24 Resultados del Caso N° 11, considerando talud de excavación 1:1.5 (Falla General).....	144
Figura 3-25 Resultados del Caso N° 11, considerando un talud 1:1.75 (Falla Local)	145
Figura 3-26 Resultados del Caso N° 11, considerando talud de excavación 1:1.75 (Falla General).....	146
Figura 3-27 Talud propuesto 1:1.64; Talud entre bermas 1:1.5.....	148



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Figura 3-28 Resultados del Caso N° 12, considerando el talud propuesto 1:1.64 para la excavación y modelando el abatimiento mediante una trinchera (Falla Local)	149
Figura 3-29 Resultado del Caso N° 12, considerando el talud propuesto 1:1.64 analizado por el método de Morgenstern – Price. (Falla Local).....	151
Figura 3-30 Resultado del Caso N° 12, considerando el talud propuesto 1:1.64 (Falla General del depósito aluvial).	152
Figura 3-31 Talud propuesto 1:1.82; Talud entre bermas 1:1.75.....	153
Figura 3-32 Talud propuesto 1:1.82; talud entre bermas 1:1.75 (Falla Local)	154
Figura 3-33 Talud propuesto 1:1.82; talud entre bermas 1:1.75 (Falla General depósito aluvial).....	155
Figura 3-34 Talud propuesto 1:1.82; talud entre bermas 1:1.75 (Falla General de la ataguía)	156
Figura 3-35 Abatimiento de la curva piezométrica por los pozos de alivio	157
Figura 3-36 Sección de Ataguía aguas abajo.....	158



LISTA DE TABLAS

Tabla 1-1 Consideración de los diferentes métodos de Análisis de Equilibrio Límite	71
Tabla 1-2 Consideración de las fuerzas entre dovelas de los diferentes métodos de Análisis de Equilibrio Límite.....	71
Tabla 2-1 Sondeos ejecutados en el sector de la Presa	89
Tabla 2-2 Sondeos, Litología, Permeabilidad promedio	90
Tabla 2-3 Ensayos de Permeabilidad sondeo 1a-SFP-B3	90
Tabla 2-4 Ensayos de Permeabilidad sondeo 1a-SFP-B4	90
Tabla 2-5 Ensayos de Permeabilidad sondeo 1a-SFP-C1	91
Tabla 2-6 Ensayos de Permeabilidad sondeo 1a-SFP C2	91
Tabla 2-7 Ensayo de Permeabilidad sondeo 1a-SFP-C5.....	91
Tabla 2-8 Permeabilidad y resistencia del suelo luego de la aplicación del Jet Grouting.....	92
Tabla 2-9 Valores de permeabilidad, según Bowles.....	97
Tabla 2-10 Valores de permeabilidad, según Terzaghi - Peck - Mesri	98
Tabla 2-11 Valores de permeabilidad según el USBR	99
Tabla 2-12 Parámetros Geotécnicos (USBR).....	104
Tabla 3-1 Permeabilidades de los diferentes materiales que intervienen en la sección transversal.....	109
Tabla 3-2 Resumen de los resultados del programa SEEP/w aplicado a los 8 casos analizados.	119



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla 3-3 Parámetros geotécnicos de los materiales que intervienen en la estabilidad del talud aguas abajo de la ataguía y su cimentación	124
Tabla 3-4 Categorización de la Presa o Ataguía	125
Tabla 3-5 Factores de seguridad mínimos	125
Tabla 3-6 Criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes.....	126
Tabla 3-7 Resumen de Factores de Seguridad de las diferentes pendientes de los taludes.....	147
Tabla 3-8 Factores de seguridad de los taludes propuestos.	155



UNIVERSIDAD DE CUENCA

René Fernando Álvarez Ordóñez, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Magister en Geología Aplicada y Geotecnia. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "René Fernando Álvarez Ordóñez", written over a horizontal line.

René Fernando Álvarez Ordóñez

0102792661



UNIVERSIDAD DE CUENCA

René Fernando Álvarez Ordóñez, certifica que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "René F. Álvarez Ordóñez", written over a horizontal line.

René Fernando Álvarez Ordóñez,

0102792661



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Introducción.

El Ecuador en la actualidad tiene un déficit energético muy importante, para suplir la demanda se encuentra obligado a la utilización de unidades termoeléctricas, que a más de la contaminación que producen en el medio ambiente, se suma el consume exagerado de combustibles que son subsidiados por el estado, y a la compra de energía a los países vecinos. En esta virtud los gobiernos del Ecuador han venido impulsando la ejecución de proyectos hidroeléctricos aprovechando las condiciones hídricas y la topografía con la que dispone el país para la ejecución de este tipo de obras, entre ellas se destaca el Proyecto Minas-San Francisco y La Unión, que cuentan en la actualidad con los estudios de Factibilidad y Diseño Definitivo; se debe manifestar que los estudios iniciales datan desde la década de los años setenta y que por falta de gestión no fueron impulsados a continuar con las siguientes etapas de investigación, razón por la cual en el año 2007, la Universidad de Cuenca por intermedio del PROMAS (Programa de Manejo del Agua y del Suelo) ejecutó un levantamiento de la información de estos proyectos, realizando una integración de toda la documentación existente y como consecuencia de ello y sin agregar información trascendente, realizó los estudios a nivel de pre factibilidad.

El 12 de Diciembre de dos mil siete se constituyó la Empresa de Generación Eléctrica ENERJUBONES S.A. conformada por el Gobierno Provincial del Azuay y el Gobierno Provincial Autónomo de El Oro, entre sus objetivos principales se encuentra realizar el diseño, construcción, instalación, operación y mantenimiento de centrales de generación eléctrica; en virtud de contar con los estudios preliminares de los proyectos, la Empresa resolvió contratar la complementación de los indicados estudios y el diseño definitivo. Para lo cual el 23 de Abril del 2009, ENERJUBONES S.A. y la ASOCIACIÓN GEODATA- ASTEC suscribieron un contrato de consultoría para los Diseño Definitivo del Proyecto Minas-San Francisco y La Unión, en esta fase se realizaron estudios de Hidrología y Sedimentología, Impacto Ambiental y fundamentalmente se profundizó lo concerniente a la Geología y Geotecnia, por la importancia de esta última se



UNIVERSIDAD DE CUENCA

realizaron cuarenta (40) sondeos, con la finalidad de investigar la conformación de los macizos rocosos donde se van a implantar las estructuras superficiales y subterráneas principales, como son la presa, el túnel de desvío, la casa de máquinas, la chimenea de equilibrio, el túnel de carga y otras estructuras adicionales. Cabe recalcar que, en el sector de implantación de la presa de Hormigón Compactado con Rodillo (HCR) y las obras anexas a ésta, se ejecutaron doce (12) sondeos en los que se realizaron varios ensayos de campo y de laboratorio, tales como los de permeabilidad Lefranc y Lugeon que servirán al desarrollo de este análisis.

Objetivos Generales.

Pronosticar el gasto de filtración que se producirá a través de las ataguías y sus cimentaciones, afín de desarrollar la construcción de la presa de Hormigón Compactado con Rodillo sin la presencia perjudicial del agua y las consecuencias que esta provoca.

Objetivos Específicos.

- Pronosticar el gasto de filtración a través de las ataguías constituidas por un núcleo de arcilla y espaldones de enrocamiento.
- Pronosticar el gasto de filtración a través del cimiento de las ataguías, constituido por un depósito aluvial.
- Determinar las consecuencias perjudiciales, debidas al flujo de agua a través del depósito aluvial, en el área de construcción de la presa de Hormigón Compactado con Rodillo: sifonamiento mecánico y estabilidad de los taludes de la excavación

Hipótesis.

Las soluciones de proyecto dadas para interrumpir y reducir el flujo de filtración hacia la zona de construcción de la presa de Hormigón Compactada con Rodillo cumplen los requerimientos de construcción exigidos en este tipo de obra



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Marco Teórico.

En la Mecánica de Suelos de Juárez Badillo y Rico Rodríguez Tomo 3, en el capítulo 1 páginas 1-3, en forma resumida manifiesta que aproximadamente 40 años atrás los proyectos de presas y estructuras de retención de aguas, realizadas con suelos, se basaban en reglas empíricas aplicadas por los constructores después de haber pasado por fracasos y aciertos en la ejecución de estas estructuras.

Así mismo manifiesta que con el advenimiento de la Mecánica de Suelos, fue posible conocer el comportamiento mecánico de los suelos y los materiales que conforman las presas, que permitió realizar un análisis de las estructuras que fallaron, obteniendo valiosas enseñanzas de las razones de los fracasos.

Que, el principio general de la filtración a través de los suelos fue propuesto y establecido por el investigador Darcy hace más de un siglo. Posteriormente a Darcy, en el año 1880, Forchheimer demostró que la función carga hidráulica, que gobierna el flujo a través de medios porosos, tiene un comportamiento armónico, es decir que satisface la ecuación de Laplace y desarrolló las bases del método gráfico de obtención de la red de flujo.

En el año 1937, Casagrande popularizó el método gráfico, aplicándolo a proyectos, en un artículo denominado Filtración a través de Presas. Desde entonces y hasta el advenimiento de la computación, la solución gráfica constituyó el método más popular utilizado para la obtención de las Redes de Flujo, a fin de pronosticar las variables existentes en los problemas de infiltración a través de medios porosos en las obras de Ingeniería. Aún hoy se sigue utilizando y posteriormente la Escuela Rusa hizo importantes contribuciones teóricas a problemas prácticos.

El autor establece que, el resolver el problema de filtración a través de los suelos, los mismos que son parte de una ataguía, una presa o estructura de retención de agua, nos ayuda a obtener información respecto a tres aspectos trascendentes

- El gasto de filtración a través de una región de flujo.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que ocurre (presión hidrodinámica)
- La posibilidad de que el agua de filtración pueda ocasionar arrastre de partículas de suelo, produciendo erosión interna (sifonamiento mecánico), debido al incremento del gradiente hidráulico.

De los puntos anteriores, en términos generales da la siguiente explicación:

El gasto de filtración a través de una región de flujo es importante determinarlo para cuantificar las pérdidas.

La influencia del agua en el suelo es determinante, ya que afecta directamente el esfuerzo cortante resistente del suelo al disminuir el esfuerzo efectivo por el incremento de la presión de poro (presión hidrodinámica). Adicionalmente, la cohesión también se ve afectada por el incremento de la humedad del suelo al saturarse.

El tercer punto también es de importancia práctica, ya que debido al gradiente hidráulico se puede ocasionar arrastre de partículas del suelo a la salida del flujo de filtración, produciendo los fenómenos de sifonamiento mecánico y levantamiento de fondo, en ambos casos, poniendo en peligro la estabilidad de la obra.¹

Con fundamento en el texto del mismo autor, se establece que las presas de tierra es una región de flujo como otra cualquiera, en donde trazando la red de flujo para las condiciones de frontera se podrá diagnosticar el gasto de filtración a través de ella, así como la presión hidrodinámica y el gradiente hidráulico en cualquier punto de dicha región de flujo.²

La influencia del flujo sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que ocurre la filtración nos lleva a un problema de estabilidad de taludes, ya que las presiones hidrodinámicas y las fuerzas de filtración que existen en la zona del

¹ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3- Pág. 1-3 LIMUSA 2008 México

²Juárez Badillo – Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos – Tomo 3 – Flujo de Agua en Suelos. – Capítulo III página 69. LIMUSA 2008 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

flujo ejercen una gran influencia sobre su estabilidad; esta influencia es generalmente negativa, es decir, que cuando un talud está sometido a un flujo su estabilidad se ve disminuida, respecto al caso en que este se encuentre seco.³

Todo este análisis es muy importante ya que a principios de los años sesenta, por la necesidad de construir Presas de Gravedad utilizando como material principal el hormigón convencional y con la combinación del proceso de construcción de presas de materiales sueltos, en el que se utilizan equipos de construcción de terraplenes, dio origen al hoy conocido Hormigón Compactado con Rodillo, material que al ser hormigón tiene mejores características estructurales y por su bajo contenido de cemento es económico y de fácil colocación.

Según los comentarios de la revista de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Militar Nueva Granada de Colombia, manifiesta que la primera presa que se construyó con Hormigón Compactado con Rodillo, HCR, fue en 1960, en Taiwán, en el proyecto Shihmen, en donde se utilizó una dosificación de 120 kg de material conglomerante por cada metro cúbico de HCR, del cual se sustituyó el 50% del peso del cementante por cenizas volantes.

Entre 1961 y 1965 se construyó la Presa Alpe Gera en Italia, con una altura de 175 metros; se colocaron 1'800.000,00 m³ de HCR en capas de 70 cm de espesor, con un contenido de cemento de 115 kg/m³. Los rendimientos que se obtuvieron a la época fueron de 7000 m³ de HCR al día, 147000 m³ al mes, y todo este proceso se realizó con una planta de hormigón de capacidad de 400 m³ por hora.

En este período también se ejecutó una de las presas de HCR más importantes, llamada Tarbela, en Pakistán, en donde se colocó 2.5 millones de metros cúbicos de HCR.

También manifiesta que la construcción de presas de hormigón convencional, de altura mayor a los 15 m, ha disminuido en el 22%. Esto debido a que se desarrollaron equipos de gran capacidad para el movimiento de tierras y construcción de terraplenes, razón por la que el mundo se volcó a realizar diques de enrocado con núcleo de arcilla o enrocados con paramento de hormigón, pero

³ Juárez Badillo – Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos – Tomo 3 – Flujo de Agua en Suelos. – Capítulo II página 49. LIMUSA 2008 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

también estas presas tienen desventajas, ya que ellas llevan un gran volumen de material en su relleno y además que las estructuras como el vertedero y obras de tomas no son parte del cuerpo de la presa, lo que implica volúmenes adicionales de excavación, así como mayor estabilización a los taludes afectados por las obras. Las presas de hormigón convencional, debido a que el hormigón necesita refrigeración por el efecto de calor de hidratación, mayor número de juntas, la limitación del equipo pesado y mayor contenido de conglomerante, hacen interesante el uso del HCR.

Por las ventajas indicadas, a finales del año 1986 se habían construido 129 Presas de Hormigón Compactado con Rodillo en el mundo y 32 se encontraban en proceso de construcción. Estas estructuras se han construido en varios países, excepto en donde la precipitación es muy alta, en razón de que la consistencia de la mezcla tiene que ser seca y asentamiento prácticamente nulo.⁴

Debido a que el exceso de agua causa inconvenientes en este tipo de hormigón, es necesario analizar las ataguías de protección de la presa, con la finalidad de asegurar que la filtración que existirá a través de la cortina y la cimentación no cause daño al HCR, conociendo que las ataguías son estructuras temporales conformadas por un núcleo de arcilla y espaldones de enrocamiento.

Para la evaluación se utilizarán los sondeos realizados en el sector de la presa del Proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco, en donde se ejecutaron varias pruebas de permeabilidad, conocidas como ensayos Lefranc y Lugeon, los mismos que determinan el coeficiente de permeabilidad del estrato aluvial y del macizo rocoso, parámetro que sirve para el pronóstico del gasto de filtración a través de la cimentación de la ataguía.

⁴ Revista de la Facultad de Ingeniería - Universidad Militar Nueva Granada – Comentarios sobre el Concreto Compactado con Rodillo (HCR)- Luz Elena Santaella Valencia PhD. Ing. Civil, Coordinadora línea de investigación en concreto– Pág 9-11.. – Noviembre de 1999 – Bogotá Colombia



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Con respecto al material que se deberá utilizar para conformar el núcleo de la ataguía, dentro de los estudios del proyecto antes mencionado no se ha realizado los ensayos físicos y mecánicos, ni tampoco existen las especificaciones y recomendaciones para ejecutar la mencionada estructura, como las condiciones de compactación, que deberán cumplirse durante el proceso de construcción de la ataguía para garantizar la permeabilidad requerida. Por ello, para el desarrollo de este trabajo asumiremos parámetros geotécnicos basados en la experiencia internacional en la construcción de Presas de Tierra.

En el proceso propuesto de inyecciones con Jet Grouting, como pantalla de impermeabilización de la cimentación de la ataguía, asumiremos valores de permeabilidad dados por los fabricantes del equipo Jet Grouting y la experiencia internacional.

Conocidos estos parámetros y utilizando como fundamento de la Teoría de Filtración del agua a través de un medio poroso, como son los suelos, aplicaremos al análisis un software conocido como SEEP/w, el mismo que realiza los cálculos a través de la teoría de elementos finitos, para determinar las líneas de corriente y las líneas equipotenciales, es decir determinar la red de flujo y poder estimar el gasto final de filtración.

Diseño Metodológico.

La información que se utilizará para el presente trabajo de investigación será la geometría propuesta por la consultora, así como también los ensayos de permeabilidad ejecutados en campo en el depósito aluvial y el macizo rocoso.

Orientación.

Este tema es importante en la rama de la Geotecnia para el estudio, diseño y construcción de Presas y Diques, con el cual se evalúan algunos parámetros como el gasto de filtración, la presión hidrodinámica, el gradiente hidráulico y la fuerza de filtración, incluyendo los fenómenos de sifonamiento mecánico, levantamiento de fondo de las excavaciones y subpresión, así como el diseño de filtros.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Técnicas de recolección de datos

Los datos que se utilizarán como fuente para este trabajo son proporcionados por la Empresa Enerjubones S.A. los mismos que fueron obtenidos en las diferentes etapas de Investigaciones Ingeniero Geológicas y el estudio de Factibilidad y Diseño Definitivo del proyecto antes mencionado.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Contenido.

CAPITULO I ESTADO DEL ARTE

Ubicación del Proyecto

Geología Regional

Geología Local.

Filtración y Estabilidad de Taludes

CAPITULO II PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS.

Determinación de las propiedades físicas, mecánicas y parámetros a utilizar de los diferentes materiales que componen las Ataguías y de los que constituyen la cimentación (aluvión).

Descripción de los ensayos, permeabilidad, compactación, etc

CAPITULO III APLICACIÓN DEL SEEP/w y SLOPE/w Versión 2007

Aplicación del SEEP/w y SLOPE/w Versión 2007

Resultados

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES.

ANEXOS.

Planos

Ensayos de campo y laboratorio.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

1 CAPITULO I ESTADO DEL ARTE.

1.1 Ubicación, componentes y descripción general del Proyecto

Los datos generales del Proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco, fueron tomados de los Estudio de Factibilidad y Diseño Definitivo ejecutados por la consultora GEODATA – ASTEC, los que reposan en los archivos de ENERJUBONES, entidad contratante:

El Proyecto Hidroeléctrico Minas – San Francisco está ubicado en el sur del Ecuador, se encuentra aproximadamente a 500 km de la capital del país, localizado en la Provincia del Azuay, aproximadamente a 92 km de la ciudad de Cuenca.

A lo largo del trazado de las obras propuestas, el Proyecto Minas - San Francisco atraviesa las parroquias de Pucará y San Rafael de Sharug, del Cantón Pucará

El Proyecto se ubica en la Cuenca Media y Media-Baja del río Jubones y sigue una trayectoria paralela al mismo en su margen derecha.

Geográficamente, el proyecto se enmarca entre las coordenadas 9'630.956.mN a 9'635.437.mN y 668.870 mE a 643.594 mE.

Las principales obras componentes del Aprovechamiento Hidroeléctrico Minas - San Francisco y sus características técnicas son:

Un cierre en el río Jubones, con una Presa de tipo Gravedad prevista en hormigón compactado con rodillo, en el sitio denominado San Francisco, de 78 m de altura. El eje de la estructura se ubica aguas abajo de la confluencia del río San Francisco en el río Jubones.

La estructura principal de la presa tiene un cimacio de perfil tipo Creager, con desarrollo parabólico, para el vertido de los caudales de excedencias. La disipación de energía al pie está conformada por una estructura de salto en esquí y un cuenco pre-excavado en el curso natural del río Jubones.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

La estructura de cierre tiene como un elemento importante de control y de regulación del embalse y del material sólido depositado en el embalse, el Desagüe de Fondo.

Obra de toma ubicada en la margen derecha del río Jubones. Está conformada por 1 rejilla cuya sección total es 11,48 X 7,20 m dispuesta de forma inclinada y se conecta directamente a la entrada de la cámara de compuerta y al túnel de carga de 4,50 m de diámetro.

Para viabilizar la construcción de la presa, se requiere así mismo de la construcción del Túnel de Desvío. Esta conducción se desarrolla a lo largo de la margen izquierda del río Jubones, en una longitud de 305 m, con diámetro interno de 8,0 m. La sección transversal escogida es la circular, en hormigón armado.

Túnel de Conducción o de baja presión, se desarrolla a lo largo de la margen derecha del río Jubones con 13,9 km de longitud y se diseña para un caudal de 65,0 m³/s. El 25% de la longitud del túnel será excavado mediante metodología convencional (DBM) y para el restante 75% se utilizará una máquina tuneladora (TBM). El primer tramo de túnel tiene una longitud de 342 m y está comprendido desde la obra de toma y la salida de la TBM; a continuación se encuentra un tramo que será excavado con TBM hasta el sitio de la ventana en Sarayunga, con una longitud de 10 570 m, para finalmente excavar mediante método convencional 2985 m, hasta el sitio de la chimenea de equilibrio.

La sección transversal excavada mediante el método convencional es tipo herradura, con diámetro interior en la bóveda igual a 4,50 m, mientras que la sección transversal del tramo excavado con la tuneladora es circular, con diámetro interno de 4,80 m; los últimos 34 metros del túnel de baja presión tendrán un blindaje de acero de 20 mm, en un diámetro de 3,77 m.

Una Chimenea de Equilibrio, vertical, de sección transversal circular, de altura total igual a 68 m con orificio restringido al pie, hasta el perfil del terreno natural en el sector de Gramalote. La cota en el umbral de la chimenea de equilibrio es igual a



UNIVERSIDAD DE CUENCA

811 m.s.n.m., el nivel calculado máximo para la oscilación se ubica en la cota 808,95 m.s.n.m.

La Tubería de Presión, que será construida subterránea y blindada, con un diámetro igual a 3,77 m y una longitud total de 566,4 m. El perfil longitudinal de la tubería de presión se desarrolla en dos tramos: un pozo vertical, de 456,4 m de diferencia de nivel, y un tramo horizontal, de 110 m de longitud.

La Casa de Máquinas, que se ubica subterránea o en caverna, en el sector de Gramalote. Esta estructura debe alojar, a las tres turbinas tipo Pelton, de eje vertical, posicionada en la cota 281,32 m.s.n.m y tres generadores ubicados en el nivel 287,4 m.s.n.m. El piso principal se ubica en la cota 291,90 m.s.n.m. Adicionalmente, se dispondrá de una caverna separada para alojar los transformadores. La Subestación Eléctrica será ubicada al exterior, en el mismo sector de Gramalote, y conectada a los transformadores a través de un pozo de cables.

El Canal de Descarga, para flujo a gravedad o con superficie libre, que será construido subterráneo. La sección transversal es tipo baúl, de ancho en la base 5,0 m; la longitud total es igual a 1,6 km. La cota de la sección final del canal de descarga se ubica en 270,68 m.s.n.m.; posteriormente, hacia aguas abajo, se dispone de una estructura de entrega del agua en el río Jubones y la obra de cruce del río Jubones, hacia el túnel de baja presión del aprovechamiento hidroeléctrico La Unión. El canal de descarga se diseña con el caudal igual a 65.m³/s y una pendiente longitudinal constante del 0,20%.

En el Plano MIN-LO-PD-GEN-GEN-P-A-0012-B del Anexo 1 Planos, se presenta la ubicación del proyecto y en el MIN-LO-PD-GEN-GEN-P-A-0014-C la planta y perfil.

1.2 Geología Regional

La Geología Regional ha sido tomada del informe Definitivo de Geología del Proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco – La Unión, los mismos que se han fundamentado en los levantamientos geológicos a escala 1:100000 (Hojas



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Machala, Girón, Santa Rosa y Saraguro) realizados por la DGGM entre los años 1970 y 1980, así como el mapeo regional 1:200000, realizado por la misión británica BGS, conjuntamente con la CODIGEM (1997) en la Cordillera Occidental (entre 3º y 4º Sur). También se han tomado en cuenta trabajos posteriores, como los ejecutados por Hungerbüler et al., 2001, Egüez et al., 2003 y Witt, 2007.

Por otro lado, se han utilizado estudios específicos referentes a este mismo proyecto, como el Informe de Factibilidad para el Proyecto Jubones, elaborado por el consorcio HIDROSERVICE – ASTEC en el año 1976, la actualización de este mismo informe realizado en el 2007 por el Programa de Manejo de Agua y Suelo, PROMAS.

1.2.1 Litoestratigrafía

En lo referente a la litología y la estratigrafía de las formaciones geológicas en la zona de estudio, se tomó solamente la información necesaria para el desarrollo del presente trabajo de los Estudios de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco, comprende la identificación de las diferentes unidades encontradas a lo largo de las obras a implantarse, adicionalmente, se ha establecido la columna estratigráfica de toda la zona del proyecto, la misma que se presenta en la Figura 1-1.

Es importante señalar que las rocas volcánicas presentes en este sector pertenecen en su mayor parte al Grupo Saraguro, comprendido entre el Eoceno Tardío, Oligoceno y Mioceno Inferior.

Por su parte, los diferentes cuerpos intrusivos localizados en la zona abarcan una superficie considerable, se extienden entre los sectores de Tendales y la Quebrada Puyayunga, a lo largo del eje del túnel de conducción. Se destacan también afloramientos de estos cuerpos, a lo largo del cauce del río Jubones en el trayecto Tendales- Chilcaplaya - Uzhcurrumi y otros stocks y diques de menor tamaño, en la parte baja de Gramalote y Río Vivar.



Los depósitos cuaternarios recientes comprenden masas de tamaños variables depositados en función de las condiciones geomorfológicas estructurales y de alta meteorización del sector.

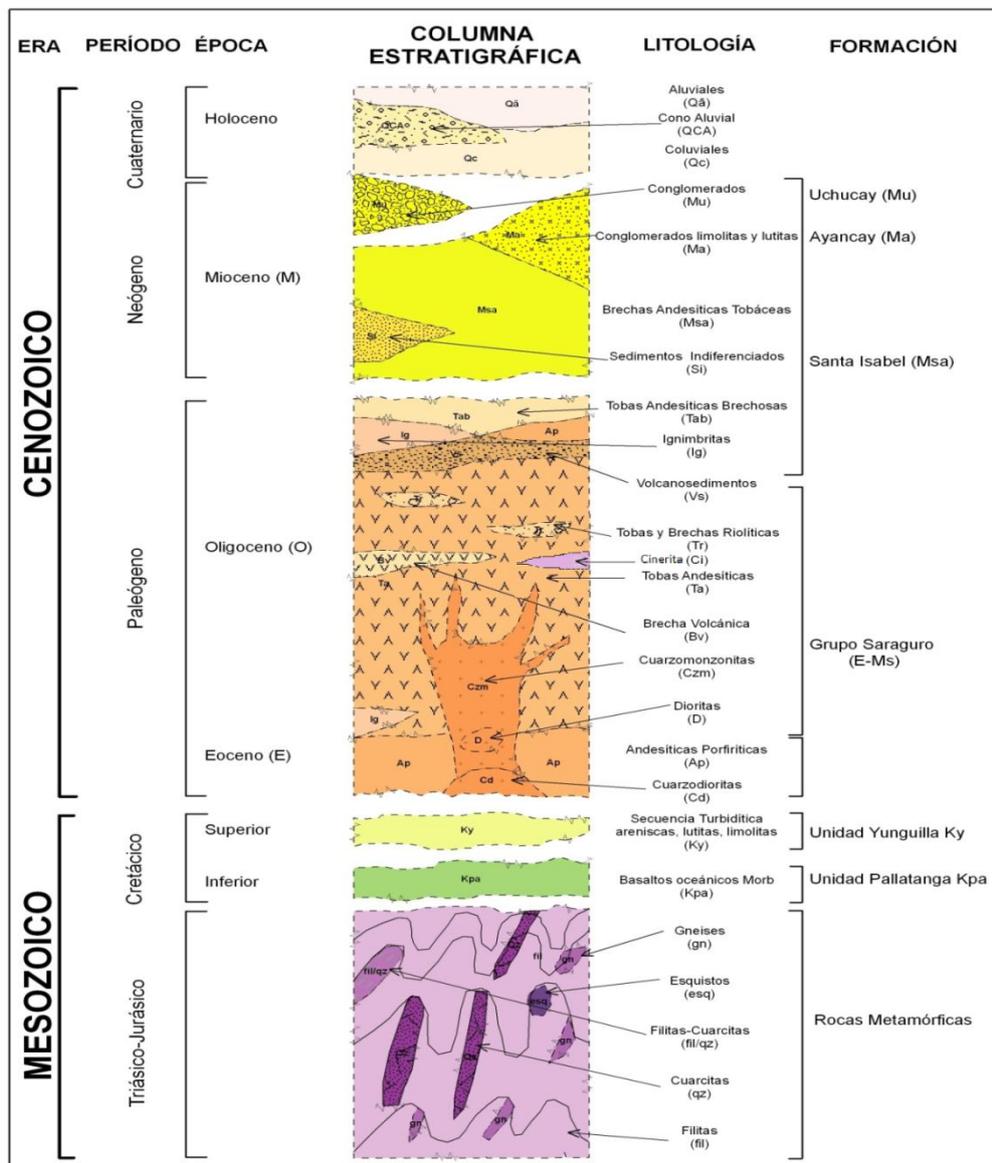


Figura 1-1 Columna Estratigráfica de la zona del proyecto⁵

⁵ Informe de Geología de los Estudios de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto Hidroeléctrico Minas-San Francisco – La Unión.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

1.2.1.1 Grupo Saraguro. (E-MS)

El Grupo Saraguro (Baldock, 1982) es redefinido por Dunkley & Gaibor, 1997, como una secuencia de rocas volcánicas subaéreas, calco-alcalinas, intermedias a ácidas, de edad Eoceno medio tardío a Mioceno temprano. De acuerdo a dataciones realizadas se establece que las rocas más antiguas del grupo Saraguro tienen una edad de 38 millones de años.

El grupo descansa inconforme sobre, o está fallado contra, la Unidad Pallatanga y rocas metamórficas. Predominan composiciones andesíticas a dacíticas, pero también son comunes rocas riolíticas. Comprende una secuencia volcánica y volcanosedimentaria, constituida en su mayor parte por tobas andesíticas de cristales (ignimbritas), tobas líticas, tobas y brechas riolíticas y volcanosedimentos interestratificados de composición también riolítica, en el que destacan otras unidades litológicas de similar edad, que están intercaladas en diferentes niveles.

1.2.1.2 Andesita Porfírica. (Ap)

En el sector del río Vivar, cerca de la confluencia con el río Jubones, se observan mantos masivos de lava andesítica de color gris, considerados como los niveles más bajos donde afloran rocas de esta clase, pertenecientes a la formación Saraguro.

En la margen izquierda del río Jubones, hacia cotas altas (1450 a 1700m.s.n.m) del sector San Francisco, también se presentan lavas andesíticas de textura porfírica, donde se evidencia más claramente el flujo, destacándose la presencia de fenocristales de plagioclasas, matriz color gris y textura masiva; estos niveles superiores posiblemente están relacionados con flujos de lava que se identifican como parte de la formación Santa Isabel.

1.2.1.3 Ignimbritas. (Ig)

Se localizan en el sector de San Francisco en ambas márgenes del Río Jubones; comprende tobas andesíticas de cristales, con textura porfírica, en donde se destacan minerales principales como fenocristales de plagioclasas tipo intermedia,



UNIVERSIDAD DE CUENCA

hornblenda y piroxenos, además de calcita, magnetita, clorita, epidota y matriz con presencia de vidrio (30 a 40%) que le da el carácter de ignimbrita.

También se observa la presencia de ignimbritas en el margen izquierdo del Río Jubones, sobre la cota 1150 m.s.n.m., donde existe un afloramiento, cuya roca posee una mayor cantidad de vidrio (50%).

1.2.1.4 Toba Andesítica (Ta).

Comprende una secuencia de similar composición que las ignimbritas, pero con un porcentaje menor de vidrio.

En el sector de San Francisco, sobre la vía principal, aflora la toba con matriz de cristales y líticos compuestos por toba café marrón, toba fina y líticos silicificados. La presencia de líticos se hace más notoria hacia niveles superiores, donde estos son incluso de mayor tamaño (5 a 10cm). En la margen derecha del río Jubones no existe un contacto definido entre la toba de cristales y la toba lítica; mientras que en la margen izquierda este contacto es más evidente por lo que se puede observar en los sondeos de este sector.

También se identifica este tipo de roca en los sectores de Gramalote y Sarayunga Alto, con presencia de niveles inferiores de tobas con líticos pequeños de 1 a 2cm (toba gris y café marrón), algo alargados, mostrando cierta dirección de flujo, mientras hacia niveles superiores los líticos se tornan de mayor tamaño. Estos líticos a veces se encuentran ligeramente meteorizados en su contorno.

Algunos lentes de toba fina color café marrón y gris claro se intercalan dentro de la toba andesítica, con una potencia comprendida entre 2 y 4 m. Estos niveles son observados sobre el talud de la carretera a San Rafael de Sharug y otros sectores aledaños, así como también en la parte alta de Gramalote. Se encuentra además a diferentes cotas, lo que indica que ha habido eventos de depositación en diferentes periodos de tiempo. Estos niveles también se presentan a diferentes profundidades en las perforaciones realizadas en los sectores de Sarayunga y Gramalote, donde se destaca además sectores de cizalla.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

1.2.1.5 Volcanosedimentos. (Sv)

Constituye una secuencia que está más difundida con mayor presencia en la margen izquierda del río Jubones, entre los sectores de San Francisco y Abañín, desde los 920m.s.n.m., hasta los 1400 m.s.n.m., y comprende un paquete de tobas y brechas riolíticas que se encuentran estratificados hacia el SE. Comprende además clastos subredondeados (aglomerados) de similar composición dentro de la matriz riolítica.

En la margen derecha, estos sedimentos volcánicos son observados sobre la quebrada San Francisco en su margen izquierdo, a 80 m del puente sobre la vía principal. Comprende capas de 0.2 a 0.5m de toba fina y lítica e incluso presencia de ceniza volcánica y presencia de conglomerados finos 1 a 2 cm, silicificados incluidos dentro de la toba fina.

1.2.1.6 Riolitas (Tr)

Hacia la parte alta en la margen izquierda del Río Jubones aproximadamente sobre la cota 1400 m.s.n.m. se observan grandes afloramientos rocosos que por lo general forman pendientes abruptas con taludes subverticales de más de 100m de altura. Se encuentran conformados por riolitas de textura afanítica, masiva, color crema claro, donde se observa ligera estratificación y esporádicos líticos pequeños 1 a 3cm de similar composición riolítica. Se considera como la parte superior del paquete de tobas riolíticas que se encuentran estratificadas en cotas más bajas, formando los Volcanosedimentos, principalmente al sur del Río Jubones.

En el sector de Gramalote sobre la toba andesítica (850m.s.n.m), sobreyacen mantos de toba riolítica, que en el nivel inicial está constituido por riolitas masivas color blanco crema y los niveles superiores constan de tobas y brechas riolíticas, con mayor grado de meteorización. Se debe mencionar la presencia de intercalaciones de tobas riolíticas dentro de los niveles de toba andesítica en el sector de Gramalote (chimenea de equilibrio) a diferentes cotas

Sobre la quebrada Gramalote, debajo de la vía principal también se localizan pequeños afloramientos riolíticos y junto a rocas intrusivas de tipo pórfido.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

1.2.1.7 Cinerita (Ci)

Son depósitos de ceniza volcánica con tamaño de grano inferior a 2mm, de color violeta a púrpura, consolidados y litificados, que se encuentran estratificados, en niveles centimétricos y métricos (espesor máximo encontrado, 6m), interestratificados con tobas y brechas andesíticas. Se han encontrado afloramientos de la cinerita, tanto en el sector de Tendales, pero principalmente en la zona de Gramalote a diferentes alturas y con buzamientos variables que van desde sub-horizontales hasta los 30° con tendencia hacia el SE.

1.2.1.8 Brecha volcánica andesítica (Bv)

En la margen derecha del Jubones, al Este de la quebrada San Francisco, en niveles superiores por encima de la cota 950m.s.n.m., se identifica un nivel de Brecha volcánica andesítica, cuya matriz tiene composición similar a la de la toba andesítica, con clastos subangulares y subredondeados, cuya disposición es un tanto caótica.

Hacia sectores altos por encima de la cota 1400 m.s.n.m., que comprende los sectores de Sindiloma, San Jacinto y la vía secundaria San Rafael de Sharug- Río Blanco se encuentran también estas brechas, con disposición caótica de los fragmentos, dentro de los cuales, se han identificado adicionalmente, aglomerados volcánicos. Estos afloramientos son puntuales, abarcan poca extensión y están intercalados dentro del paquete de toba andesítica que constituye la litología predominante del sector.

1.2.1.9 Intrusivos. (QZD-QZM-D)

Comprende un cuerpo de gran extensión superficial dentro del área de estudio constituido por cuarzodioritas, cuarzo monzonitas, dioritas, que afloran en tamaños diferentes. Presentan por lo general, una textura fanerítica equigranular, de grano fino, hasta afanítico, lo cual no excluye la presencia de cuerpos con textura porfírica de similar composición a las descritas.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

De acuerdo a una datación realizada en el sector de Uzhcurrumi, se estima una edad de 19.92 ± 0.18 Millones de años (K/Ar), por lo que estas rocas corresponden al Mioceno Inferior.

El cuerpo intrusivo de mayor extensión abarca desde el sector de Tendales hasta el sector de Sarayunga, cubre ambas márgenes del río Jubones. Hacia la margen izquierda alcanza una cota de 1200 m.s.n.m., y en la margen derecha alcanza cotas por encima de los 1400 m.s.n.m., en la parte alta de la quebrada Santa Martha. Su composición va de cuarzo monzonita a diorita.

En el trayecto Uzhcurrumi – Chilcaplaya, a lo largo del río Jubones, se observa que el intrusivo es de composición cuarzodiorítico y sobreyacen rocas intrusivas que cambian su composición a cuarzomonzonitas y dioritas, en ambos márgenes del río Jubones.

También se destaca el cambio de textura, con rocas de similar composición en niveles superiores con presencia de pórfido monzonítico, pórfido cuarcífero y rocas de textura afanítica con cuerpos tipo diques de microdiorita y micromonzonita.

En gran parte de la zona de estudio, el intrusivo se presenta de mediana a ligeramente meteorizado, pero rápidamente cambia a roca más fresca, es decir, que no forma perfiles de meteorización muy profundos, a diferencia de lo que ocurre con las rocas volcánicas.

La frecuencia y cantidad de afloramientos y rodados de rocas intrusivas, permite interpretar que constituyen el basamento rocoso, sobre la margen derecha del río Jubones, entre las cercanías de la quebrada Tendales y Gramalote, es decir en la mayor parte del túnel de conducción del proyecto.

1.2.1.10 Depósitos Cuaternarios (Q)

Comprende depósitos recientes conformados por: depósitos de derrumbes antiguos, coluviales y aluviales.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

1.2.1.11 Depósitos de derrumbe.

Constituyen derrumbes antiguos, cuyos materiales se han depositado en sectores bajos donde la morfología del terreno cambia de pendientes fuertes a moderada o plana. Constan de bloques de composición toba andesítica, riolítica de dimensiones variables, en mayor cantidad 1 a 5m de diámetro abarcados en matriz grava-arena-limo y se destacan eventualmente bloques de mayor dimensión 5 a 20m., en matriz limo arcillosa. La matriz se encuentra en su mayor parte consolidada y compacta.

Se destacan sectores de derrumbe importantes como los ubicados hacia cotas altas, sobre la vía principal, en los sectores de Santa Martha y Sarayunga, donde se evidencia los sectores de escarpe.

1.2.1.12 Coluviales (Qc)

Constituyen depósitos de diferente magnitud ubicados en la parte baja de zonas de ladera, donde la topografía se torna más suave. Consta de coluvios consolidados a poco consolidados, con matriz generalmente fina de tipo limo arenoso, con clastos variados entre 0.2 a 0.5m; al parecer en ciertos sectores se mezclan con depósitos de derrumbe que por lo general han aportado con bloques grandes 1 a 5m de diámetro.

Se debe mencionar como depósitos coluviales de gran importancia los que se localizan en el sector de Santa Martha, La Cascada y Lacay, los cuales, se mezclan con depósitos de derrumbe. Existen otros depósitos de coluvios de menor magnitud, dispersos en toda el área que se ubican sobre las partes bajas de sectores con pendientes fuertes, por lo tanto la potencia difiere para cada sector.

1.2.1.13 Aluviales (Qa)

En la zona del proyecto, las terrazas aluviales en ambas márgenes del río Jubones son poco extensas, dada la morfología del terreno con laderas con pendientes fuertes, lo que no permite la formación de terrazas de dimensiones mayores. Los bloques son de tamaño métrico, hasta gravas, siendo bajas en contenido de arena. Aguas abajo del proyecto, el desarrollo del cauce del río permite la formación de terrazas de mayor amplitud



UNIVERSIDAD DE CUENCA

En el río San Francisco aguas arriba desde la intersección con el Río Jubones, se observan terrazas más amplias con ancho de 50 a 200m. (Noreste del puente en río San Francisco). Estos aluviales están mezclados con coluviales y depósitos de derrumbe.

Contiene bloques entre 0.5 a 4m de diámetro y menores, en una matriz de grava, arena, limo, cuyo contenido es inferior a 20%

Existen otras terrazas aluviales menores, ubicadas sobre otras quebradas más pequeñas que se ubican dentro del sector de estudio.

1.3 Geología Local de la zona de la Presa, Sector San Francisco.

1.3.1 Caracterización Superficial

Dentro de este proyecto y en esta zona en particular, se ejecutó mapeos geológicos de detalle a escala 1:1000, para el sitio de presa y sectores aledaños. Para este fin se utilizó la base topográfica a la escala referida y se realizó el levantamiento respectivo con cinta y brújula, referenciándose en coordenadas WGS84, obtenidas a través de GPS.

Según el reconocimiento geológico, se establece un cambio de litología de tobas andesíticas de cristales con vidrio en la matriz (ignimbritas), color café marrón y gris a compactas, masivas y resistencia alta; localizadas sobre la base del río hasta una cota arriba de 50m, cerca de la carretera pasa a tobas andesíticas líticas con matriz vítrea incluyendo líticos de la misma composición, toba fina y algunos líticos silicificados. Esta transición es gradual y la toba lítica es más evidente sobre el talud de la carretera.

Las rocas superficiales poseen mayor meteorización y fracturamiento, no así los afloramientos cercanos a la orilla del río, donde la roca es masiva y con escasas fracturas.

Se puede establecer que para el sector de presa en la margen derecha, la disposición litológica en el siguiente orden de nivel inferior a superior: toba de cristales, toba lítica, volcano sedimentos, toba brechosa y depósitos recientes.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

En cuanto a los depósitos coluviales, se manifiesta depósitos pequeños sobre las laderas, donde la topografía se torna más suave y recubre en parte a los depósitos aluviales y constituyen por lo tanto masas coluviales de poca potencia.

Los aluviales son de mayor consideración sobre la quebrada San Francisco, ya que ha recibido aporte de materiales de derrumbe y coluviales de sectores altos y cercanos, por lo que la potencia de estas terrazas es mayor. Mientras que en ambas márgenes del Río Jubones las terrazas aluviales son pequeñas, debido a la morfología del terreno.

Los depósitos de escombros poseen diferente tamaño y se encuentran a lo largo y bajo la carretera, compuestos por bloques acumulados 1 a 1.5m; material mixto bloques y material fino entre mezclado y material fino < 10cm hasta grava y limo

1.3.2 Litoestratigrafía

1.3.2.1 Tobas Riolíticas (Tr)

Afloramiento localizado bajo la carretera principal y arriba de la vía secundaria de acceso al río Jubones. Estos consisten en tobas de cristales de color café marrón con inclusión de líticos de similar composición, en la matriz, además de los minerales principales, se observa vidrio volcánico, que le da la característica vítrea a estas tobas (ignimbritas). Se observa la presencia de calcita en la superficie de fracturas.

1.3.2.2 Tobas líticas y tobas de cristales de composición andesítica (Ta_lit, Ta_xls)

Las tobas líticas y tobas de cristales son composición andesítica; estas tobas en su composición, además de los minerales principales, se identifican la presencia de vidrio volcánico intersticial, que le da el carácter de ignimbrítico. Las tobas andesíticas de cristales abarcan la parte baja de los afloramientos bajo la carretera; en el eje de presa, mientras que las tobas con presencia de líticos abarcan la parte alta desde unos 10m debajo de la carretera, en el eje de presa. La meteorización de la roca es mayor sobre las cotas superiores y se puede evidenciar sobre el talud



UNIVERSIDAD DE CUENCA

de la carretera meteorización leve a moderada, mientras que en los niveles cerca al cauce del río la meteorización va de leve a roca fresca. Igualmente, la presencia de líticos es más evidente en afloramientos ubicados sobre el talud de la vía principal.

1.3.2.3 Brechas Volcánicas Andesíticas

Hacia el sector Este de la quebrada San Francisco, sobreyacen a las tobas líticas y se puede observar un paquete de tobas andesíticas brechosas. Los clastos abarcados son subangulares y redondeados, de tamaño variable entre 1 a 15cm de diámetro, con disposición un tanto caótica.

Sobre la coordenada 669.480mE., 9´633.356mN, y hacia el Este en la parte alta, se tienen afloramientos que se extienden hasta el filo de la loma. Consiste de toba andesítica brechosa, con clastos variados de toba andesítica color café púrpura y gris verdoso; otros clastos son de composición riolítica. El tamaño varía de 5 a 15cm y se encuentran en forma desordenada.

1.3.2.4 Coluvial

Se identifica diversas masas coluviales que ocupan la parte baja de las laderas y que se han acumulado en sectores en donde cambia la pendiente a más suave, cerca de los cauces de la quebrada San Francisco y Río Jubones, consta de bloques de toba andesítica de diverso tamaño, abarcados en matriz limo arcillosa, generalmente compacta.

Algunos pequeños depósitos coluviales se determinan en el sector, hacia el oeste del eje de la presa sobre la vía principal; se determinan los siguientes sectores:

Sobre talud de la carretera (668.388mE, 9´633.587mN a 668.410mE, 9´633.565mN), se observa coluviales hacia arriba de la carretera; consta de una capa de finos con matriz grava-limo abarcando bloques hasta 0.5m y sobre el cauce de la vertiente se tiene bloques de 0.5 a 3m de diámetro y aguas arriba desde la carretera se presentan bloques incluso de mayor tamaño.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Los depósitos coluviales sobre el talud de la carretera convergen hasta la vía; consiste de bloques de toba andesítica de 0.5 a 0.8m. y bloques de menor tamaño en matriz areno limosa, con potencia 10m.

Hacia abajo de la carretera entre las coordenadas 668.400 E y 9.633.470 N hasta la 668.630 E y 9.633.450 N, paralelo al margen derecho del río Jubones se presenta coluvial donde favorece el cambio de pendiente abrupta a suave. Consta de matriz arcillo arenosa que abarca pocos bloques de roca 0.3 a 1m. y es recubierta en su mayor parte por depósitos de escombros y en parte recubren a las terrazas aluviales del río Jubones.

En el eje de presa se observa pequeños depósitos de coluviales compuestos en su mayor parte por matriz grava y limo, abarcando pocos bloques de 0.1 a 0.5m,

En el sector de San Francisco los coluviales son observados sobre de la carretera, (669.140mE, 9´633.510mN) y siguen la misma hasta la quebrada San Francisco y hacia arriba (norte), en la vía secundaria a Yungacorrall, donde se observa potencia de 12 a 15m sobre el talud de esta carretera. Estos coluviales tienen una matriz limo arcilloso y grava, abarcando pocos clastos > 10cm.

Para la margen Izquierda de la quebrada San Francisco, en el sector de la vía principal, desde la coordenada 669.440mE, 9´633.430mN, también se identifican coluviales que cubren la parte baja cerca a la vía principal y siguiendo la quebrada San Francisco por la margen izquierda, hasta la coordenada 669.540mE y 9´633.600mN., consiste de matriz grava limo, con un porcentaje < a 20% de bloques menor a 0.4m. Alcanza una potencia entre 12 a 15m y ancho 60 a 80m. Estos depósitos coluviales son el aporte desde las laderas hacia la parte baja, donde la topografía es semiplana, no poseen volúmenes de consideración. Hacia cotas superiores a 830 m.s.n.m. se presenta suelo residual y pequeños afloramientos de roca.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

1.3.2.5 Aluvial

Constituyen terrazas con anchos variables y no muy amplios, en el caso del Río Jubones, debido a la característica morfológica estrecha del cauce en forma de V, por lo tanto la cercanía del talud rocoso no permite la formación de terrazas amplias. En el caso de la quebrada San Francisco se forman terrazas más amplias y al parecer existe un aporte aluvio coluvial desde sectores altos.

Estas terrazas están formadas por bloques variados entre 0.3 a 2m de diámetro, junto con cantos, guijarros y grava, mezclados caóticamente en matriz limo arenosa.

Sobre el río Jubones en el sector San Francisco se destacan terrazas aluviales pequeñas. Consiste de terrazas aluviales compuestas por bloques de toba andesítica, riolitas y brechas, con diámetro variado de 0.5 a 2m e incluso hasta 3 a 4m, en matriz grava arenosa. El ancho de estas terrazas fluctúa entre 10 a 30m. Debido a que el sector posee pendientes fuertes que convergen hasta el cauce del río, ha ocasionado la formación de terrazas pequeñas que son más evidentes en la confluencia de la quebrada San Francisco con el río Jubones.

En la quebrada San Francisco se analizan los depósitos aluviales desde unos 500m., arriba del puente sobre la vía principal; aquí se han formado terrazas más amplias, de 80 a 100 m de ancho en promedio. Consta de bloques variados, de 0.5 a 3m de diámetro, de toba y brechas andesíticas, riolitas en matriz grava-arena-limo.

Al parecer se intercala material coluvial y de derrumbe que ha aportado en la formación de estas terrazas. Hacia abajo del puente San Francisco también se observa que coluvios y escombros recubren en parte a las terrazas aluviales.

1.3.2.6 Escombros

Son materiales de remoción dejados por la construcción de la carretera, que se disponen pendiente abajo hacia la orilla del margen derecho del río Jubones, Las que están constituidas por material grueso entre 0.5 a 1.5m de diámetro y con



UNIVERSIDAD DE CUENCA

poco material fino; una mezcla mixta de bloques de roca < 0.5 m. en matriz limo arcillosa

1.3.2.7 Suelo residual

Se menciona presencia de suelo residual de poca potencia, no mayor de 3m e incluso menor, ya que la roca en estos sectores se encuentra a poca profundidad y constituye la capa vegetal en filos de lomas. El suelo sobreyace a la capa de roca descompuesta que es visible en algunos sectores, principalmente sobre la parte alta del talud de la carretera, a 200m. al Oeste del poblado de San Francisco y en otros sectores yace sobre roca moderadamente meteorizada⁶.

En el sector del sitio de presa, se han realizado sondeos y tendidos de refracción sísmica, los que han servido para la elaboración de perfiles geológicos del sector en donde se implantarán las ataguías aguas arriba y aguas abajo así como de la presa, estos perfiles se detallan en los Planos MIN-LO-PD-PRE-GEO-P-A-0000D y MIN-LO-PD-PRE-GEO-P-A-0004D.

Adicionalmente en las Foto 1-1 Afloramiento Margen Derecho del Río Jubones, Eje de Presa, Foto 1-2 Afloramiento Margen Izquierdo Río Jubones y Foto 1-3 Afloramiento Margen Izquierdo, se muestran los materiales que conforman los taludes y la cimentación de las ataguías.

⁶ Informe de Geología de los Estudios de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto Hidroeléctrico Minas-San Francisco – La Unión



UNIVERSIDAD DE CUENCA



Foto 1-1 Afloramiento Margen Derecho del Río Jubones, Eje de Presa⁷



Foto 1-2 Afloramiento Margen Izquierdo Rio Jubones⁸

⁷ Informe de Geología de los Estudios de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto Hidroeléctrico Minas-San Francisco.

⁸ Informe de Geología de los Estudios de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto Hidroeléctrico Minas-San Francisco.



UNIVERSIDAD DE CUENCA



Foto 1-3 Afloramiento Margen Izquierdo⁹

⁹ Informe de Geología de los Estudios de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto Hidroeléctrico Minas-San Francisco.



1.4 Filtración.

1.4.1 Tipos de agua en el suelo.

En el libro de Presas de Tierra de Armas Novoa y Horta Mestas, clasifica el agua en el suelo en tres categorías:

Agua Adsorbida; la que está ligada a las partículas del suelo por fuerzas de tipo electromagnética, la que no se mueve dentro de la masa de suelo y no participa en el flujo.

Agua Capilar; la misma que se mueve por el fenómeno de tensión superficial en la zona de capilaridad (por encima del nivel freático). El flujo capilar es pequeño y generalmente se desprecia.

Agua Libre o Gravitacional; que bajo el efecto de la gravedad puede moverse libremente en el interior del suelo, sin otro obstáculo que le impone su viscosidad y la trama estructural del suelo.

En la masa de suelo el agua libre o gravitacional está separada del agua capilar por el nivel freático, el mismo que se define como el lugar geométrico de los puntos donde la presión del agua es igual a la atmosférica.¹⁰

1.4.2 Ley de Darcy

Henri Darcy en 1856, investigó las características del flujo de agua a través de filtros formados por materiales térreos en donde encontró, que para velocidades suficientemente pequeñas el gasto se expresa por:

$$Q = \frac{dV}{dt} = kiA = vA$$

A: área total de la sección transversal del filtro

$\frac{dV}{dt}$: variación del volumen con respecto al tiempo

v : velocidad

¹⁰ Armas Novoa, Horta Mestas – Presas de Tierra – Pág 87 ISPJAE 1987 La Habana Cuba



i : gradiente hidráulico definido por $i = \frac{h_1 - h_2}{L}$

k : coeficiente de permeabilidad

Un esquema del dispositivo de estudio se presenta en la Figura 1-2

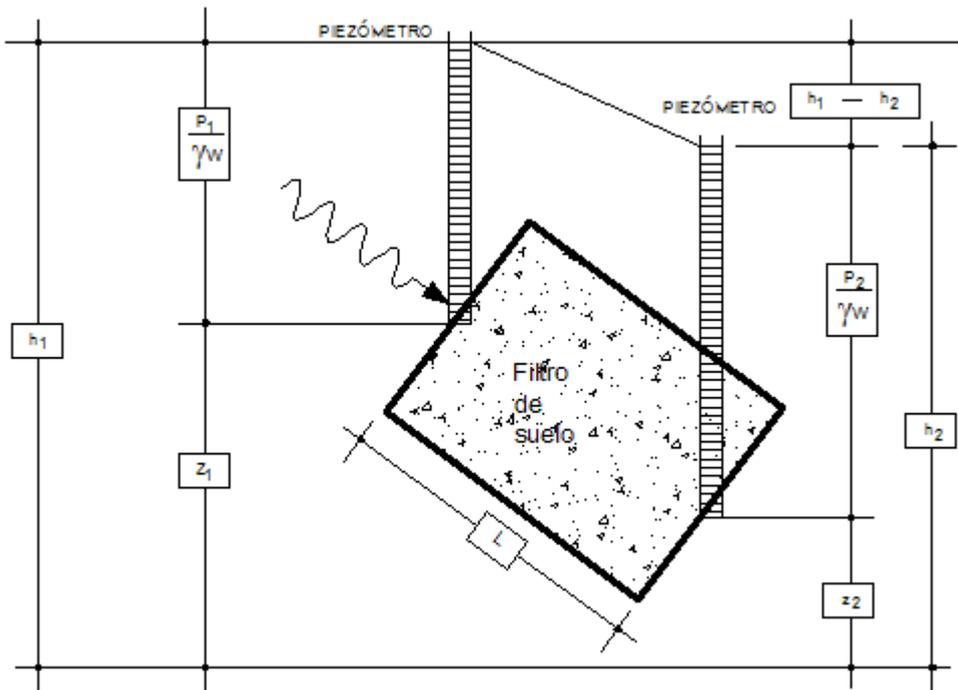


Figura 1-2 Esquema del dispositivo experimental de Darcy¹¹

En cualquier punto del flujo la altura piezométrica viene expresada por la siguiente ecuación:

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

h : altura piezométrica total

z : carga de elevación

$\frac{p}{\gamma_w}$: carga de presión

¹¹ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Fundamentos de la Mecánica de Suelos- Tomo 1- Pág 194. LIMUSA 2009 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$\frac{v^2}{2g}$: carga de velocidad, que se desprecia, por lo pequeña que son las velocidades a través del medio poroso

$h_1 - h_2$ representa la pérdida de energía sufrida por el flujo en el desplazamiento L

L: longitud de la muestra.

De la ecuación de la continuidad se deduce que $v = ki$, en donde se observa que la velocidad es directamente proporcional al gradiente hidráulico¹²

La validez de la ley de Darcy se enfoca en la propuesta que hizo Reynolds para un flujo, relacionando la fuerza de inercia y la fuerza viscosa; definida como número de Reynolds por la expresión:

$$R = \frac{vD\rho}{\mu}$$

R = Número de Reynolds

v = velocidad cm/s

D = diámetro promedio de las partículas del suelo, cm

ρ = densidad del fluido, g/cm³

μ = coeficiente de viscosidad del fluido, g-s/cm²

Juárez Badillo y Rico Rodríguez en el tomo 3 “FLUJO DE AGUA EN SUELOS”, manifiesta que varios investigadores han establecido el valor límite del número de Reynolds, para que un flujo cambie de laminar a turbulento, $R = (1 - 12)$. Si se sustituye en la ecuación anterior los valores de μ , ρ , del agua y asumimos una velocidad conservadora de 0.25 cm/s, se tiene que $R \leq 1$ y para diámetros $D \leq 0.4$ mm, que corresponde a una arena gruesa; esto indica que el flujo en el suelo es laminar, ya que Darcy construyó y experimentó con filtros de arenas finas, en donde

¹² Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Fundamentos de la Mecánica de Suelos- Tomo 1- Pág 193-195. LIMUSA 2009 México



obtuvo un comportamiento laminar del flujo, claro baja presiones no excesivas, por lo que se puede suponer el mismo comportamiento en suelos más finos, ya que los mismos están conformados por mezclas de limos y arcilla y las velocidades de circulación a través del medio son aún menores, por lo que con mayor razón el flujo es laminar.

El parámetro k de proporcionalidad recibe el nombre de coeficiente de permeabilidad y sus unidades son de velocidad, ya que el gradiente hidráulico es un parámetro adimensional¹³

1.4.3 Ecuaciones Hidrodinámicas que rigen el flujo de agua a través de los suelos.

Los autores nombrados en el epígrafe anterior, exponen la deducción de las ecuaciones que gobiernan el comportamiento del agua a través del suelo, mencionan que: si se considera una región de flujo, (o sea una región de suelo a través de la que fluye el agua), de la cual forma parte un paralelepípedo de dimensiones dx , dy , dz , como se muestra en la Figura 1-3, la velocidad con que el

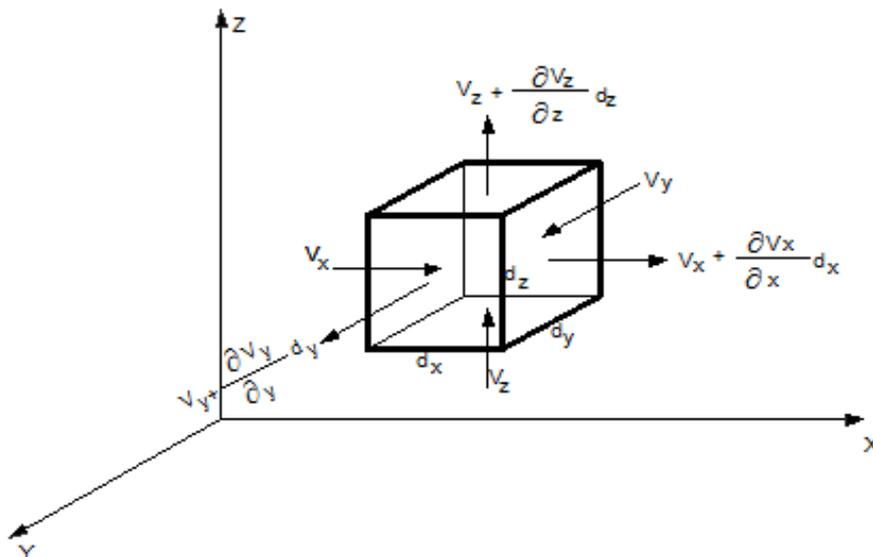


Figura 1-3 Elemento de una región tridimensional¹⁴

¹³ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3. Pág 4 LIMUSA 2008 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

agua pasa por el elemento tiene sus tres componentes v_x , v_y , v_z , y éstas dependen únicamente de x , y , z , respectivamente y no del tiempo (por hipótesis se trata de un régimen establecido). Además son funciones continuas, por lo que la variación de la velocidad de salida, respectivamente será:

$$v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx; v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy; v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz$$

Tomando en cuenta la ecuación de la continuidad y considerando que el régimen es establecido, obtenemos:

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

El primer miembro de la ecuación es el caudal que entra y el segundo miembro el caudal que sale, de donde:

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy dz + \left(\frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx dz + \left(\frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy = 0$$

Por lo tanto

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

La expresión anterior es conocida como la Ecuación de la Continuidad, las hipótesis sobre las que se fundamenta son las siguientes:

- El régimen es establecido
- El suelo está saturado
- El agua y las partículas sólidas son incompresibles en si mismas
- El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma ($e = \text{cte}$)

¹⁴ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3. Pág 5 LIMUSA 2008 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Suponiendo válida la expresión de Darcy, la velocidad de descarga se expresaría como:

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

Y sus componentes:

$$v_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x}; v_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y}; v_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Introduciendo las velocidades en la Ecuación de la Continuidad obtenemos que:

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

La ecuación anterior es la que gobierna el flujo en medios porosos, pero en los problemas prácticos de ingeniería se suelen realizar simplificaciones para el cálculo, por lo que la ecuación anterior se puede expresar para el caso bidimensional como:

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

Esta ecuación fundamental sirve para el análisis del flujo bidimensional y anisótropo; además, si consideramos que el suelo es isótropo en lo referente a la permeabilidad, tenemos:

$$k_x = k_y = k$$

Entonces

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0; \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \nabla^2 h = 0$$

La expresión anterior es conocida como la ecuación de Laplace y su solución general está constituida por dos grupos de funciones; que son a su vez susceptibles de una interpretación geométrica muy útil, según la cual, ambos



UNIVERSIDAD DE CUENCA

grupos de funciones pueden representarse, dentro de la zona de flujo en estudio, como dos familias de curvas ortogonales entre sí. La solución general que satisfaga las condiciones de frontera de una región de flujo, constituirá la solución particular de la ecuación de Laplace para dicha región de flujo específica.

La ecuación de Laplace, que gobierna el comportamiento del flujo, representa una condición particular en la que el suelo es isótropo en lo relativo a la permeabilidad

Conviene ahora obtener la ecuación del gasto de filtración a través del elemento en un tiempo dt .

$$dq = \frac{dV}{dt} = vA = k_x \frac{\partial h}{\partial x} dydz + k_y \frac{\partial h}{\partial y} dxdz + k_z \frac{\partial h}{\partial z} dxdy$$

Si el suelo es isótropo con respecto a la permeabilidad

$$dq = k \left(\frac{\partial h}{\partial x} dydz + \frac{\partial h}{\partial y} dxdz + \frac{\partial h}{\partial z} dxdy \right)$$

En el flujo bidimensional

$$dq = k \left(\frac{\partial h}{\partial x} dy + \frac{\partial h}{\partial y} dx \right)^{15}$$

1.4.4 Teoría de la Sección Transformada

De igual manera para resolver problemas en donde se presenta anisotropía con respecto a la permeabilidad los autores Juárez Badillo y Rico Rodríguez manifiesta que la anisotropía en los suelos es una condición frecuente y con respecto a la permeabilidad se da que $K_x \neq K_y$ lo que la Teoría de la Sección Transformada permite reducir el problema anisótropo al caso de un suelo homogéneo e isótropo por medio de un artificio matemático.

En esencia la Teoría de la Sección Transformada es un simple artificio de cálculo que se logra por una sencilla transformación de coordenadas, que modifica las

¹⁵ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3. Pág 5-9 LIMUSA 2008 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

dimensiones de la zona de flujo en estudio, de manera que la nueva sección obtenida es isótropa $k_x=k_y$, y en la que se puede determinar todas las condiciones de flujo que interesan, iguales a las prevalecientes en la sección propuesta, en la que $K_x \neq K_y$

En la Figura 1-4 se tiene permeabilidad $K_x \neq K_y$, se someterá a la región de flujo a una transformación a otra y' , tal que para $K_x < K_y$:

$$y' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} * y$$

La ecuación que describe el flujo bidimensional es:

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

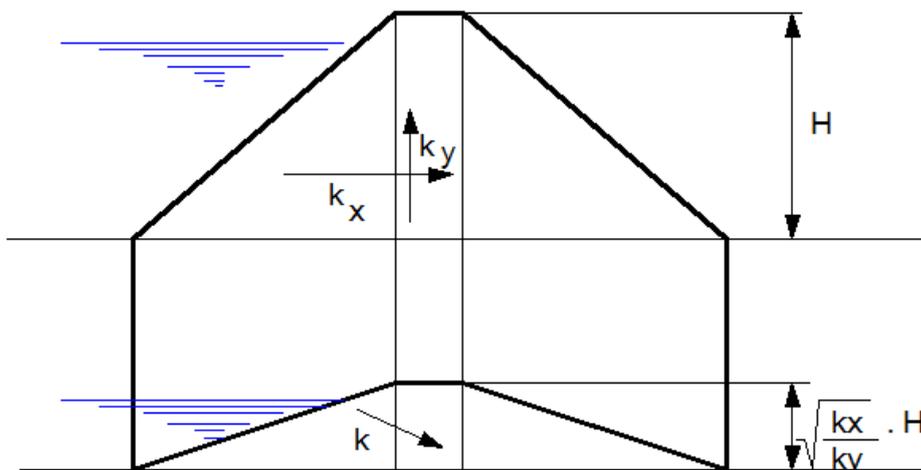


Figura 1-4 Teoría de la Sección Trasformada¹⁶

¹⁶ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3 - Pág 13 LIMUSA 2008 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

La misma que puede escribirse como:

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

Tomando en cuenta la transformación, por otra parte puede escribirse:

$$\frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\partial h}{\partial y'} \frac{dy'}{dy} = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \frac{\partial h}{\partial y'} y \frac{dy'}{dy} = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}}$$

Y también

$$\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 h}{\partial y'^2}$$

Llevando esta relación a la ecuación general del flujo bidimensional tenemos que:

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

Lo que se reduce a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y'^2} = \nabla^2 h = 0$$

En donde esta ecuación también representa Laplace y por lo tanto las dimensiones verticales se modifican todas según la ecuación $y' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} * y$, en tanto que las dimensiones en la dirección horizontal no se modifican.

Si desea transformar el eje de la "x", la ecuación a utilizar será:

$$x' = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} * x$$

En donde la modificación es únicamente en el eje "x".



UNIVERSIDAD DE CUENCA

La expresión del gasto para cuando se transforma el eje “y” se calculará con la ecuación siguiente:

$$dq = \sqrt{k_x k_y} \left(\frac{\partial h}{\partial x} dy' + \frac{\partial h}{\partial y'} dx \right)$$

En donde la permeabilidad de la sección transformada es:

$$k = \sqrt{k_x k_y}$$

De esta manera tenemos que realizar el cálculo del gasto de filtración en la sección transformada considerando como valor de la permeabilidad $k = \sqrt{k_x k_y}$ ¹⁷

Para calcular el gradiente hidráulico y la presión hidrodinámica es necesario llevar la red de flujo de la sección transformada a la sección real del problema y en ésta obtener los valores antes mencionados.

1.5 Red de Flujo (Método Gráfico)

1.5.1 Cálculo del gasto.

El método gráfico de obtención de la red de flujo basado en la solución gráfica de la ecuación de Laplace, consiste en dibujar las dos familias de curvas, líneas equipotenciales y líneas de corriente, lo que resuelve el problema de modo sencillo y puramente gráfico, dando soluciones suficientemente aceptables a problemas ingenieriles, ventaja que se tiene sobre los métodos matemáticos riguroso, algo más precisos, pero mucho más complicados

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

- Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones específicas de frontera.

¹⁷ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3. Pág 13-16 LIMUSA 2008 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí, que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución única de la ecuación de Laplace para dicha región de flujo.

Debido a que dentro de la zona de flujo existen infinitas líneas de corriente, así como infinitas líneas equipotenciales, no es posible trazar todas ellas, por lo que será necesario trazar una cuantas con cierto ritmo y conveniencia.

La convención más conveniente es:

- Trazar las líneas de flujo de manera que el gasto que pase por el canal formado entre cada dos de ellas sea el mismo, $\Delta q = cte$
- Trazar las líneas equipotenciales de manera que la caída de carga hidráulica entre cada dos de ellas sea la misma, $\Delta h = cte$

Supóngase que se ha trazado la red de flujo cumpliendo los dos requerimientos anteriores, de manera que un fragmento de ella, es limitado por las líneas de flujo ψ_i y ψ_j y por las equipotenciales ϕ_i y ϕ_j como lo muestra en la Figura 1-5

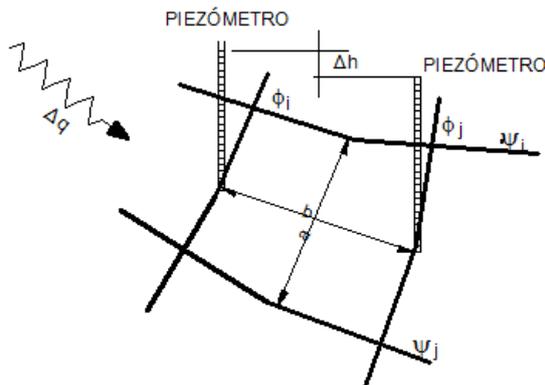


Figura 1-5 Elemento de la Red de Flujo¹⁸

¹⁸ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3 Pág 33 LIMUSA 2008 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

El gasto Δq que pasa por el canal considerando un espesor unitario, según la ley de Darcy:

$$\Delta q = ka \frac{\Delta h}{b}$$

Donde Δh es la pérdida de energía potencial entre las equipotenciales ϕ_i y ϕ_j y b es la distancia media recorrida por el flujo de agua entre ambas equipotenciales.

Si n_f es el número total de canales de flujo que tiene la red y n_e el número de caídas de potencial que hay en toda la zona de flujo, se determina que:

$$\Delta q = \frac{q}{n_f} ; \Delta h = \frac{h}{n_e}$$

Donde “q” es el gasto total y “h” es la energía o carga total que se disipa en el sistema, o sea, en toda la zona de flujo, así que la ecuación $\Delta q = ka \frac{\Delta h}{b}$ puede escribirse como:

$$q = kh \frac{n_f a}{n_e b}$$

En la expresión anterior puede notarse que los valores de q , k , h , n_e , n_f , son constantes para una red de flujo dada, por lo que la relación a/b debe serlo también. Por lo tanto, se puede concluir planteando que si se quiere hacer una red de flujo de forma tal que cumpla con las dos convenciones planteadas se deberá hacer cumplir que la relación de los lados a/b de los rectángulos curvilíneos de toda la red sea constante, si la relación $a/b=1$ la ecuación se reduce a:

$$q = kh \frac{n_f}{n_e}$$



En donde el término $\frac{n_f}{n_e}$ depende solamente de la forma de la región y la expresión de reduce a $q = khF_f$, en donde F_f es el factor de forma¹⁹

1.5.2 Presión Hidrodinámica En Una Red De Flujo.

La red de flujo permite el cálculo de las presiones hidrodinámicas en el agua que se infiltra a través de la región de flujo

Conociendo las condiciones de frontera del flujo y luego de haber construido la red a través del medio, como en la Figura 1-6

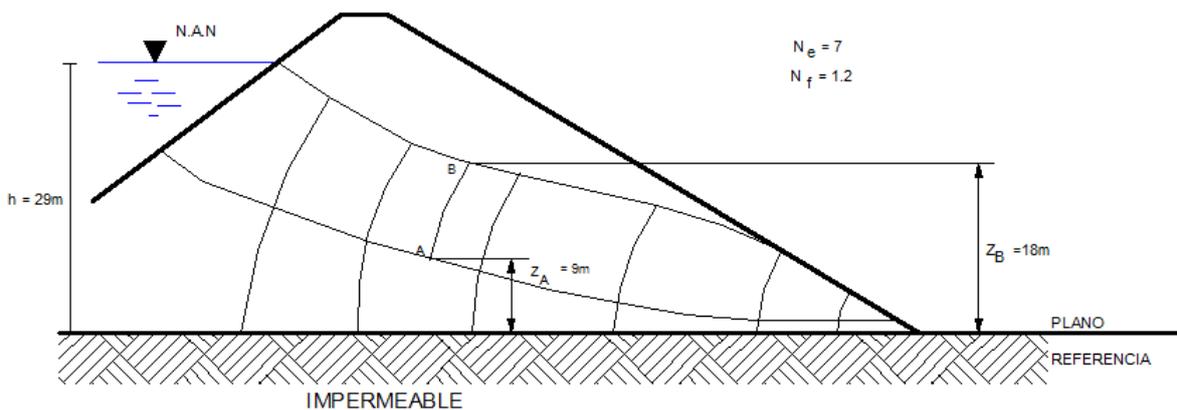


Figura 1-6 Cálculo de la Presión Hidrodinámica en una red de flujo libre²⁰

“La determinación de la presión hidrodinámica en el punto A, mostrado en la Figura 1-6 requiere la ubicación del punto B o punto de intersección de la línea equipotencial que pasa por A y de la línea de corriente superior.

El Potencial o carga hidráulica total en A viene dado por:

$$h_A = h_{p-A} + z_A$$

Donde $z_A = 9.00\text{ m}$ según la escala del dibujo y el plano de referencia señalado.

¹⁹ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3- Pág 31-35 LIMUSA 2008 México

²⁰ Armas Novoa, Horta Mestas – Presas de Tierra – Pág 114-116 ISPJAE 1987 La Habana Cuba



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Por otro lado el potencial o carga hidráulica total en B viene dado por:

$$h_B = h_{p-B} + z_B$$

Donde $z_B = 18.00$ m de acuerdo al dibujo.

$h_{p-B} = 0$ por estar dicha línea en la línea de corriente superior sometida a la presión atmosférica.

Como ambos puntos A y B están sobre la misma equipotencial tenemos:

$$h_A = h_B$$

$$h_{p-A} + z_A = h_{p-B} + z_B$$

$$h_{p-A} = z_B - z_A = 18 - 9 = 9m$$

En general se puede concluir que la presión hidrodinámica en cualquier punto A de una región de flujo libre, viene dada por la diferencia de energía o carga de posición entre dicho punto y el punto B o punto de intersección de la línea equipotencial que pasa por A y la línea de corriente superior. Nótese que la presión hidrodinámica es independiente de la ubicación del plano de referencia”²¹

1.5.3 Fuerzas de Filtración, Gradiente Hidráulico de Ebullición.

“Cuando el agua fluye a través de una masa de suelo su efecto no se limita a la presión hidrostática que tiene lugar en el agua en equilibrio, sino que se ejerce una presión hidrodinámica sobre las partículas del suelo, en la dirección del flujo, efecto que puede representarse por empujes hidrodinámicos, en la dirección del flujo y tangentes a las respectivas líneas de flujo. La magnitud de esas presiones o de esos empujes hidrodinámicos depende sobretodo del gradiente hidráulico prevaeciente.

Si consideramos un cuadrado de la red de flujo como en la Figura 1-7

²¹ Armas Novoa, Horta Mestas – Presas de Tierra – Pág 114-116 ISPJAE 1987 La Habana Cuba

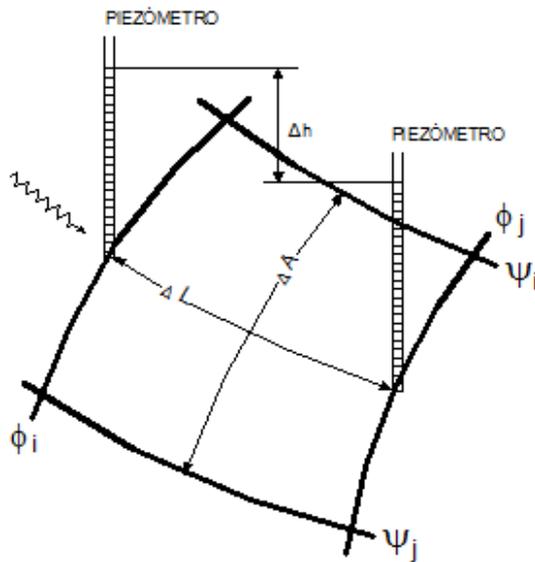


FIGURA 1-7 FUERZA DE FILTRACIÓN²²

La presión hidrodinámica que ejerce el flujo sobre el suelo en una sección ΔA es $p_D = \Delta h * \gamma_w$, esta presión hidrodinámica produce un empuje hidrodinámico que es:

$$J = \Delta h * \gamma_w * \Delta A$$

Es común expresar esta fuerza hidrodinámica por unidad de volumen por lo que:

$$j = \frac{J}{\Delta A * \Delta L} = \frac{\Delta h * \gamma_w * \Delta A}{\Delta A * \Delta L} = \gamma_w * i$$

Con esta ecuación es posible calcular la fuerza de filtración ligada a un cuadrado de la red de flujo; conocido el volumen de éste es decir el área que se opone al flujo por un espesor unitario, puede calcularse la fuerza total, que actuará en la dirección del flujo, en el centroide del volumen del cuadrado y tangente a la línea de flujo que pase por ese punto.

²² Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3-Pág 43 LIMUSA 2008 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Como se puede notar esta fuerza depende únicamente del gradiente hidráulico y es independiente de la velocidad, coeficiente de permeabilidad, así como del tipo de material, sea este cohesivo o friccionante...

Otro fenómeno ligado directamente con el flujo de agua a través de un suelo es la ebullición de arenas, que en última instancia es una manifestación del fenómeno de Sifonamiento...

De las pruebas en modelos y de la experiencia de obras construidas se sabe que la arena permanece en equilibrio mientras la carga hidráulica h no exceda de cierto valor h_p , tan pronto como este valor crítico se sobrepasa la descarga a la salida aumenta fuertemente, como si la permeabilidad de la arena hubiera aumentado con brusquedad y el agua comienza a arrastrar material, produciendo tras la ebullición de este material un proceso de sifonamiento...

El sifonamiento se inicia cuando la presión hidrodinámica del agua ascendente vence el peso sumergido de la arena colocada en la zona en que comienza a producirse el fenómeno.

La tendencia al arrastre está contrarrestada por el peso propio de la arena, y cuando en el instante en que se inicia el arrastre del material la resistencia friccionante es nula. Así un prisma de material se desplaza hacia arriba debido a la fuerza de filtración ascendente provocada por el agua, en donde vence la presión descendente producida por el peso sumergido del material.

La carga de agua h_p , que produce esta situación inestable es la carga crítica, y el valor del gradiente hidráulico promedio crítico, en el instante en el que el sifonamiento comienza es:

$$i_c = \frac{\gamma'_m}{\gamma_w}$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

En donde $\gamma'_m = \gamma_{sat} - \gamma_w$; de la práctica se deduce que para que haya gradiente crítico este debe tomar el valor de la unidad $i_c = 1$ ²³

1.6 Flujo de agua a través de presas de tierra.

El flujo de agua a través de una presa de tierra o de las ataguías conformadas por un núcleo de arcilla, constituye uno de los problemas más importantes en la aplicación de la teoría de la filtración.

Las Presas de Tierra constituyen un caso particular de flujo libre y en éste tipo de flujo no se conoce de antemano o sea “a priori” la frontera superior de la región de flujo, que es el paso previo para aplicar el método gráfico de obtención de la red de flujo.

Sin embargo, como las presas de tierra constituyen un medio de flujo de filtración no confinado (libre), para poder cumplir el primer paso de determinación de la red de flujo por el método gráfico, que consiste en delimitar la región de flujo, se requiere conocer la superficie libre de flujo, que está sometida a la presión atmosférica. Esta frontera la constituye una línea de corriente superior, LCS, que tiene la condición de ser también una línea de equipresión, por estar sometida en todos sus puntos a la presión atmosférica²⁴.

En 1863, Dupuit, sentó las bases para la determinación de la línea de corriente superior en una sección de presa de tierra homogénea sobre cimiento impermeable, con nivel de agua en ambos taludes.

Aunque la solución dada por Dupuit carece de aplicación práctica, las hipótesis planteadas con relación al gradiente hidráulico en cualquier punto de la línea de corriente superior LCS son aplicadas por todos los investigadores posteriores. A partir de la solución de Dupuit, que establece que la posición de la línea de corriente superior es independiente de la permeabilidad del material que constituye

²³ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3-Pág 42-47 LIMUSA 2008 México

²⁴ Juárez Badillo, Rico Rodríguez. – Mecánica de Suelos – Flujo de Agua en Suelos- Tomo 3-Pág 69-70 LIMUSA 2008 México



UNIVERSIDAD DE CUENCA

la región de flujo y sí depende de la geometría de la sección de presa, otros autores han dado solución a problemas prácticos de sección de presa de tierra sobre cimientos impermeables con diferentes diseños de drenaje.

Para drenajes de pie de talud Schaffernak y Van Iterson dieron una solución basada en las hipótesis de Dupuit y considerando las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior en los taludes aguas arriba y aguas abajo, respectivamente.

Esta solución es válida, según A. Casagrande, para cuando el ángulo que forma el talud aguas abajo con la horizontal es menor de 30° , pero resulta que todas las presas de tierra homogénea con drenaje de pie de talud cumplen con esta condición.

Para drenajes de colchón en presas de tierra homogénea sobre cimiento impermeable, Kozeny da una solución rigurosa, también utilizando las hipótesis de Dupuit y complementando las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior en los taludes aguas arriba y aguas abajo respectivamente.

Para drenajes de chimenea en presas de tierra homogénea y para presas con núcleo o pantalla de materiales arcillosos y espaldones de enrocamiento, todos sobre cimientos impermeables, A Casagrande propone soluciones ingeniosas para determinar la posición de la línea de corriente superior en las referidas secciones de presa, abarcando con ello todos los casos que se presentan en la práctica²⁵.

1.7 Seep/w

La aplicación de la Teoría de la Filtración y su solución gráfica a problemas de flujo en estratos heterogéneos con relación a la permeabilidad y estratigrafía variada, se hace compleja y casi imposible utilizar.

Como la ecuación que rige y gobierna el flujo bidimensional a través de medios anisótropos es una ecuación diferencial de segundo grado, la solución matemática mediante los métodos numéricos y el uso de la computadora han hecho posible

²⁵ Armas Novoa, Horta Mestas – Presas de Tierra – Pág 140-153 ISPJAE 1987 La Habana Cuba



UNIVERSIDAD DE CUENCA

resolver estos problemas complejos de flujo. Uno de los programas existentes hoy en día, que hace uso del método de los Elementos Finitos, es el SEEP/w, el mismo que se encuentra a nuestro alcance para ser utilizado en la filtración a través de las ataguías y el cimiento de aluvión²⁶.

1.8 Estabilidad de Taludes.

Juárez Badillo y Rico Rodríguez en el tema de estabilidad de taludes, expresa, dentro de sus generalidades, que el moderno desarrollo de estructuras importantes como son los caminos, canales de riego y con el impulso de la construcción de presas de tierra y la construcción de obras de protección en los ríos por medio de bordos, ha puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden, tanto en el aspecto económico, como por la consecuencia de su falla.

La construcción de los taludes, muchos años atrás, se manejaba empíricamente, al margen de toda investigación científica. Con el desarrollo del ferrocarril, los canales y las carreteras, provocaron los primeros intentos para un estudio racional en este campo; pero no fue hasta el advenimiento de la actual Mecánica de Suelos cuando fue posible aplicar al diseño de taludes, normas y criterios que sistemáticamente tomasen en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos, obteniéndose experiencias sobre bases firmes y desarrollando ideas teóricas que permiten conocer cada vez más detalladamente el funcionamiento particular de estas estructuras.

Gracias a los aportes de la Mecánica de Suelos, hoy día es posible la construcción de grandes presas, lo que se consideraba imposible hace 30 ó 40 años atrás.

Por principio es necesario establecer el hecho de que el estado de esfuerzos en los diferentes puntos del medio material que constituye un talud es un problema no resuelto en general en la actualidad. Esto hace que los procedimientos usuales de análisis de estabilidad estructural no puedan utilizarse, por lo que ha de recurrirse a

²⁶ Seepage Modeling with SEEP/W 2007 Version – An Engineering Methodology – Third Edition, March 2008 – GEO-SLOPE International Ltd.-Pág 1-4



UNIVERSIDAD DE CUENCA

métodos que son de tipo especial, estos métodos son los que se encasillan en los llamados Análisis de Equilibrio Límite.

Estos métodos consisten en imaginar un mecanismo de falla a través del talud y aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material, de manera de que con tal resistencia hay o no la posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse.

En taludes siempre se ha imaginado que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de la supuesta superficie de falla. Al analizar la posibilidad de tal desplazamiento se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla la máxima resistencia que se le considere.

En el campo de la estabilidad de taludes se han destacados investigadores como Collin (1845) quien habló por primera vez de superficies de deslizamiento curvas en la falla de taludes e imaginó mecanismos de falla que no difieren en mucho de los que actualmente se consideran en muchos métodos prácticos de diseño. Desgraciadamente sus ideas fueron opacadas por opiniones contradictorias de investigadores con mayor experiencia como Ch. A. Coulomb, quien preconizó la falla plana de los taludes, hipótesis menos fecunda, según se demostró en el posterior desarrollo de este campo. Las hipótesis de superficies de fallo no planas fue retomada nuevamente en Suecia, en 1916, por Petterson, quien al analizar una falla en el puerto Gottemburgo dedujo que la ruptura había ocurrido a través de una superficie curva. Esta idea fue impulsada por W. Fellenuis, en el año 1927, uno de los investigadores más importante en este campo. Posteriormente la escuela sueca propuso asumir una superficie de falla cilíndrica, cuya traza sea un arco de circunferencia.

En 1935, Rendulic propuso la espiral logarítmica como traza de la superficie de falla más real, pero en 1937, Taylor, puso de manifiesto que esta curva complica los



UNIVERSIDAD DE CUENCA

cálculos, proporcionando resultados similares a la circunferencia, por lo que su uso práctico no se justifica²⁷.

Armas Novoa y Horta Mestas, dicen que Bishop, A.W en 1955, realizó un análisis del método de las dovelas presentado por Fellenuis, planteando una hipótesis más real en relación con las fuerzas laterales que actúan en una dovela. Tanto el método de las dovelas de Fellenuis como el de Bishop, constituyen los métodos aproximados de mayor uso a nivel mundial.

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

Bishop y Morgenstern en 1960, idearon ábacos de estabilidad que indican la combinación de parámetros necesarios para la estabilidad en casos determinados²⁸.

El Manual del Usuario del Slope/w expresa que se han desarrollado otros métodos importantes entre los cuales figuran Lowe-Karafiath, Cuerpo de Ingenieros 1, Cuerpo de Ingenieros 2, Janbu Generalizado y Sarma.

El advenimiento de las computadoras electrónicas en la década de 1960 hizo posible manejar más fácilmente los procedimientos iterativos inherentes al método, lo que llevó a formulaciones matemáticamente más rigurosas como las elaboradas por Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967).

En la actualidad se está estudiando otras teorías y métodos de cálculo, por ejemplo, la teoría de la elasticidad y plasticidad están probándose para estos fines.²⁹

²⁷ Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos – Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos- Tomo 2- Pág 255-257 LIMUSA 2008 México

²⁸ Armas N R, Horta M Evelio – Presas de Tierra – 1987-Pág 204-207 ISPJAE 1987 La Habana Cuba



1.8.1 Métodos de Análisis de Estabilidad.

La estabilidad de los taludes se define mediante el valor del factor de seguridad. Este valor expresa la magnitud que puede reducirse la resistencia cortante del suelo, para que se produzca el deslizamiento a lo largo de la superficie más desfavorable.

El factor de seguridad depende de:

- La representación adecuada de los parámetros de resistencia al corte de los suelos que constituyen el talud.
- El método de análisis utilizado para el cálculo del factor de seguridad.
- La aproximación con la que se define los valores de las presiones intersticiales y la forma en que se manipulen éstos en el método de análisis de estabilidad escogido.

Para hacer el análisis de la estabilidad de taludes en suelos que tienen cohesión y fricción es necesario dividir la masa deslizante en dovelas.

El cálculo del factor de seguridad para una superficie en deslizamiento cualquiera implica la solución de un problema indeterminado desde el punto de vista de la estática.

En la Figura 1-8 se observa una dovela en donde se muestra las fuerzas que actúan sobre la misma, y las incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas y momentos, a las n dovelas en que está dividida la masa deslizante.

²⁹ Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version – An Engineering Methodology – Third Edition, March 2008 – GEO-SLOPE International Ltd. Pág 7-10

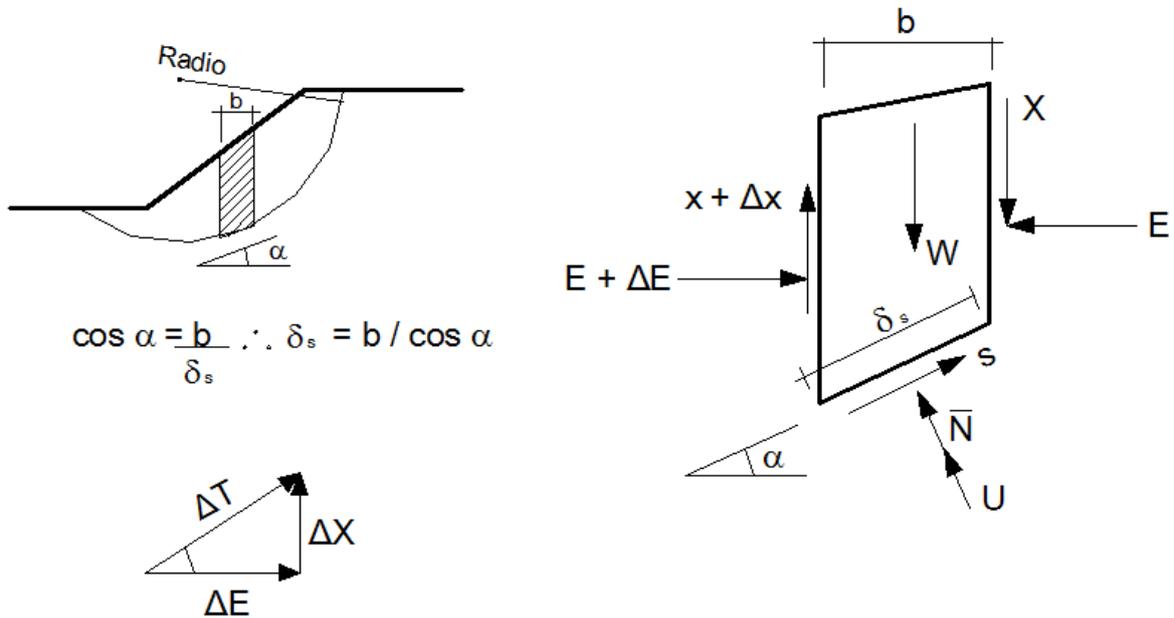


Figura 1-8 Fuerzas actuantes en dovelas³⁰

Incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas

- n resultantes normales \bar{N} sobre cada dovela
- 1 factor de seguridad
- n-1 resultante de las fuerzas laterales en la cara de contacto entre dovelas ΔT
- n-1 ángulos β que expresan la inclinación de la resultante ΔT con respecto a la horizontal.

La suma de las incógnitas anteriores es $3n-1$ incógnitas para $2n$ ecuaciones de la estática $n \sum F_x = 0; n \sum F_y = 0$

Las incógnitas asociadas al equilibrio de momentos

- n coordenadas de situación de las resultantes \bar{N} en la base de cada dovela

³⁰ Armas Nova, Horta Mestas – Presas de Tierra – 1987- Pág 217 ISPJAE 1987 La Habana Cuba



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- n-1 coordenadas de situaciones de la resultante ΔT

La suma de las incógnitas anteriores es $2n-1$ incógnitas para n ecuaciones de la estática $n \sum M = 0$, por lo que el total de incógnitas es $5n-2$ para $3n$ ecuaciones; por lo tanto el problema es estáticamente indeterminado

Los métodos más usados en la práctica no consideran el equilibrio de momentos en cada dovela, reduciéndose el problema a $3n-1$ incógnitas para $2n$ ecuaciones.

Para eliminar la indeterminación se hacen $n-1$ hipótesis con respecto al ángulo β y queda un sistema de $2n$ ecuaciones con $2n$ incógnitas.

En la Figura 1-9 se observa el polígono de fuerzas correspondientes a una dovela, cuando se supone conocido el ángulo β

Del polígono de fuerzas y proyectando las fuerzas en las direcciones \bar{N} y S pueden obtenerse las ecuaciones de equilibrio siguiente:

$$\bar{N} + U = W \cos \alpha + \Delta T \sin(\alpha + \beta)$$

$$S + \Delta T \cos(\alpha - \beta) = W \sin \alpha$$

Y la ecuación del factor de seguridad obtenemos que:

$$S = \frac{1}{F} (C' + \bar{N} \tan \phi')$$

De donde

$$C' = c' * \delta s$$

Sustituyendo la ecuación del factor de seguridad en la ecuación de equilibrio en la dirección tangencial a la base de la dovela obtenemos:

$$\frac{1}{F} (C' + \bar{N} \tan \phi') + \Delta T \cos(\alpha - \beta) = W \sin \alpha$$

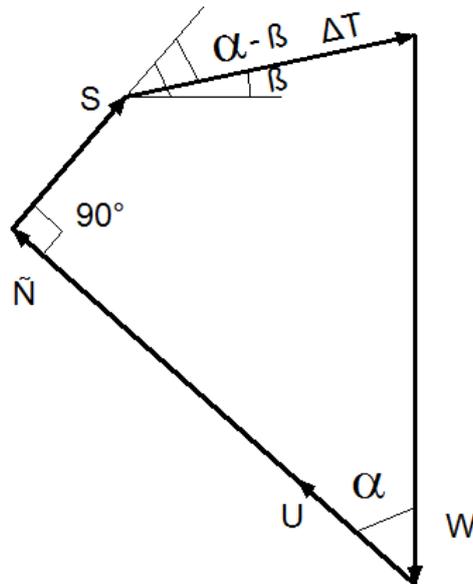


Figura 1-9 Polígono de fuerzas en una dovela³¹

El sistema de ecuaciones, ecuación de equilibrio en la dirección de la normal a la base de la dovela y la ecuación anterior, constituye el sistema de 2n ecuaciones que define el equilibrio de la masa deslizante. Nótese que no será necesario resolver el sistema de ecuaciones anterior, si se recurre al análisis de equilibrio de la masa deslizante como un todo, ya que puede afirmarse que:

$\sum W \cdot x = \sum S \cdot R$ en donde x representa la distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela al centro del círculo y R , el radio del círculo.

Por lo que se puede concluir que:

$$F = \frac{\sum (C' + \bar{N} \tan \phi') R}{\sum W x}$$

Por lo que solo es necesario conocer los n valores de \bar{N} , de donde operando las ecuaciones anteriores se obtiene que:

³¹ Armas N R, Horta M Evelio – Presas de Tierra – La Habana Cuba – 1987-Pág 219



UNIVERSIDAD DE CUENCA

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

Como se ve, no es necesario determinar el valor de ΔT para obtener el factor de seguridad.

Dependiendo de la hipótesis que se haga con respecto al ángulo β y como resultado de esto el valor de \bar{N} , se obtendrán los diferentes métodos de análisis de estabilidad.

Método de las Dovelas: Fellenius.

Se supone que $\beta = \alpha$ en cada dovela y las ecuaciones se reducen a:

$$\bar{N} = W \cos \alpha - U$$

$$F = \frac{R \sum [c' \cdot \delta s + (W \cdot \cos \alpha - \mu \cdot \delta s) \tan \phi']}{\sum W \cdot x}$$

Método de Bishop Simplificado.

Si se supone que $\beta = 0$ en cada dovela las ecuaciones se reducen a:

$$\bar{N} = \frac{\frac{(W - c' \cdot b \cdot \tan \alpha - \mu \cdot b) \cdot \sec \alpha}{F}}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}}$$

$$F = \frac{R \sum \left[c' \cdot b + (W - \mu \cdot b) \tan \phi' \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}} \right]}{\sum W \cdot x}$$

O también:

$$F = \frac{R \sum c' \delta_{sn}}{\sum W x} + \frac{R \sum (W - \mu b) \varepsilon \tan \phi'}{\sum W x}$$



De donde:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}}$$

$$\varepsilon = \eta \sec \alpha$$

$$\delta s = \frac{b}{\cos \alpha} = b \sec \alpha^{32}$$

El Manual del Usuario del Slope/w hace referencia a que muchas técnicas de solución diferente por el método de las dovelas se han desarrollado, en los últimos años. Básicamente, todos son muy similares. Las diferencias entre los métodos están en función de: las ecuaciones de la estática que son incluidas y las relaciones supuestas entre las fuerzas normales y de corte entre dovelas.

En la Figura 1-10 se muestra una masa típica de deslizamiento, discretizada en dovelas, en donde se muestra las fuerzas que actúan, entre ellas el peso, las fuerzas entre dovelas del lado izquierdo y derecho, la fuerza normal a la superficie de deslizamiento, así como la fuerza de corte generada en la superficie de falla.

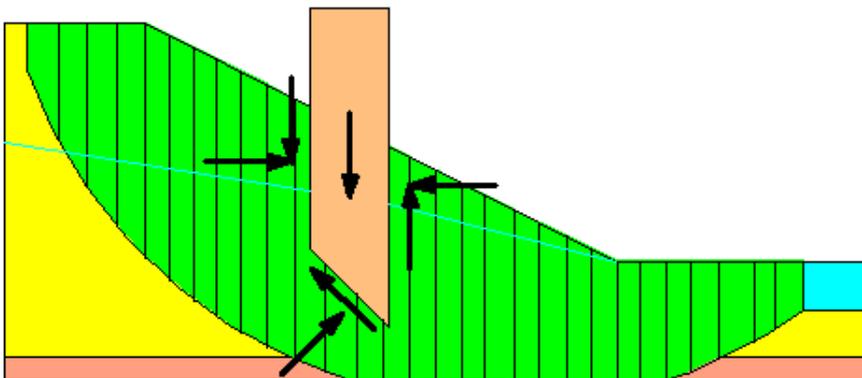


Figura 1-10 Fuerzas que actúan en una dovela³³

³² Armas Novoa, Horta Mestas – Presas de Tierra –Pág 204-222 ISPAJE 1987 La Habana Cuba

³³ Stability Modeling with SLOPE/w 2007 Version – An Engineering Methodology – Third Edition, March 2008 – GEO-SLOPE International Ltd.-Pág 9



En la Tabla 1-1 y Tabla 1-2 se resume los métodos disponibles, en donde se indican que ecuaciones de la estática son satisfechas por cada método y las fuerzas que son incluidas y como se relacionan entre ellas.

Tabla 1-1 Consideración de los diferentes métodos de Análisis de Equilibrio Límite³⁴

METODO	EQUILIBRIO DE MOMENTOS	EQUILIBRIO DE FUERZAS
ORDINARIO DE FELLENIOUS	SI	NO
BISHOP SIMPLIFICADO	SI	NO
JANBU SIMPLIFICADO	NO	SI
SPENCER	SI	SI
MORGENSTERN - PRICE	SI	SI
CUERPO DE INGENIEROS -1	NO	SI
CUERPO DE INGENIEROS -2	NO	SI
LOWE - KARAFIATH	NO	SI
JANBU GENERALIZADO	SI (POR DOVELA)	SI
SARMA - DOVELAS VERTICALES	SI	SI

Tabla 1-2 Consideración de las fuerzas entre dovelas de los diferentes métodos de Análisis de Equilibrio Límite³⁵

METODO	FUERZA NORMAL ENTRE DOVELAS E	FUERZA CORTANTE ENTRE DOVELAS	INCLINACION DE LA RESULTANTE X/E Y RELACION DE FORMA X-E
ORDINARIO DE FELLENIOUS	SI	NO	No hay fuerzas entre dovelas
BISHOP SIMPLIFICADO	SI	NO	Horizontal
JANBU SIMPLIFICADO	NO	NO	Horizontal
SPENCER	SI	SI	Constante
MORGENSTERN - PRICE	SI	SI	Variable, usa una función
CUERPO DE INGENIEROS -1	NO	SI	Inclinación de la línea de la cresta
CUERPO DE INGENIEROS -2	NO	SI	Inclinación de la superficie de talud
LOWE - KARAFIATH	NO	SI	Promedio entre la superficie y la inclinación de la base de la dovela
JANBU GENERALIZADO	SI (POR DOVELA)	SI	Aplicado en la línea de empuje y equilibrio de momentos de la dovela
SARMA - DOVELAS VERTICALES	SI	SI	$X=C+E \tan \Phi$

³⁴ Stability Modeling with SLOPE/w 2007 Version – An Engineering Methodology – Third Edition, March 2008 – GEO-SLOPE International Ltd.-Pág 10

³⁵ Stability Modeling with SLOPE/w 2007 Version – An Engineering Methodology – Third Edition, March 2008 – GEO-SLOPE International Ltd.-Pag 10



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Método de Equilibrio Límite General GLE.

El mismo manual establece que el Método de Equilibrio Límite General fue desarrollado por Fredlund en la Universidad de Saskatchewan, en los años 1970 (Fredlund y Krahn 1977; Fredlund 1981). Este método incluye todos los aspectos de importancia de los métodos enunciados en las dos tablas anteriores. La formulación del GLE se basa en dos factores de seguridad y permite una serie de condiciones entre las fuerzas de corte y normales entre dovelas.

Las ecuaciones de factores de seguridad están referidas al factor de seguridad de momentos F_m y al factor de seguridad respecto a las fuerzas de equilibrio horizontales F_f .

La idea de utilizar dos factores de seguridad fue publicada por primera vez por Spencer (1967).

Las fuerzas de corte entre dovelas en el método GLE fueron propuestas por Morgenstern y Price (1965) y esta ecuación es:

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

Donde:

$f(x)$ =Una función.

λ =Porcentaje en decimal de la función utilizada

E =Fuerza normal entre dovelas

X =Fuerza de corte entre dovelas.

La ecuación del factor de seguridad en método de equilibrio límite global GLE con respecto al equilibrio de momentos se define por:

$$F_m = \frac{\sum(c'\beta R + (N - \mu\beta)R \tan \phi')}{\sum Wx - \sum Nf \pm \sum Dd}$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

La ecuación del factor de seguridad con respecto al equilibrio de las fuerzas horizontales se define por:

$$F_f = \frac{\sum(c' \beta \cos \alpha + (N - \mu \beta) \tan \Phi' \cos \alpha)}{\sum N \sin \alpha - \sum D \cos \omega}$$

Los términos de las ecuaciones son:

c' = Cohesión efectiva

Φ' = Ángulo de fricción efectivo

μ = Presión de agua de poro

N = Fuerza normal en la base de la dovela

W = Peso de la dovela

D = Fuerza concentrada sobre la corona del talud.

$R, \beta, x, f, d, \omega$ = Parámetros geométricos

α = Inclinación de la base de la dovela

En la Figura 1-11 se puede observar algunos de los parámetros mencionados anteriormente



métodos, depende de las fuerzas entre dovelas por lo que según las consideraciones realizadas a estas, dan origen a los diferentes métodos ya mencionados anteriormente.

El método GLE calcula los factores F_m y F_f para un rango de valores de λ , con estos valores calculados se puede trazar una gráfica Figura 1-12 en donde se observa los factores de seguridad debido a momentos y fuerzas.

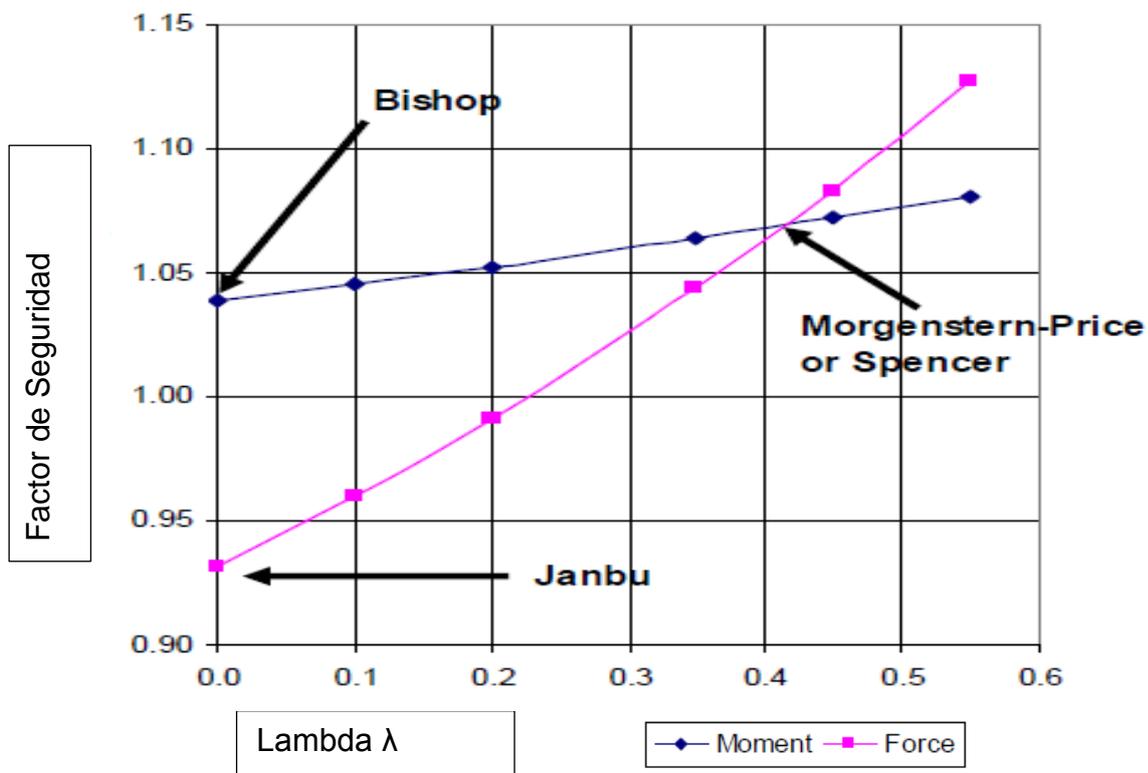


Figura 1-12 Factor de Seguridad - Lambda³⁷

En la Tabla 1-1 y Tabla 1-2 se observa que el método simplificado de Bishop ignora las fuerzas cortantes entre dovelas y solo satisface la ecuación de equilibrio de momentos. En el método GLE, no tomar en cuenta estas fuerza nos conduce a un

³⁷ Stability Modeling with SLOPE/w 2007 Version – An Engineering Methodology – Third Edition, March 2008 – GEO-SLOPE International Ltd Pág 40



UNIVERSIDAD DE CUENCA

valor de $\lambda=0$ y como resultado al método de análisis de Bishop. El método simplificado de Janbu también hace caso omiso a las fuerzas de corte entre dovelas y solo satisface las fuerzas de equilibrio en donde $\lambda=0$. Los factores de seguridad de Spencer y Morgenstern-Price están determinados en donde se intersectan las curvas de factor de seguridad contra λ ; este es un punto en donde se satisface las ecuaciones de factor de seguridad con respecto a los momentos y equilibrio de fuerzas. Si el punto de cruce es el Spencer o el Morgenstern-Price, el factor de seguridad depende de la función de las fuerza entre dovelas. Spencer sólo considera una constante $\frac{X}{E}$ para todas las dovelas, lo que en el método general de equilibrio límite se consideraría una función de fuerzas constante, es decir en una gráfica Función Fuerza entre dovelas contra Número de Dovelas horizontal. En el método de Morgenstern-Price se puede utilizar cualquier función apropiada en general; algunas de las funciones disponibles son la constante, la media onda y la onda recortada de la función seno, una función trapezoidal o cualquier otra especificada. Las funciones más comúnmente utilizadas son la función media del seno y la constante. Un análisis de Morgenstern-Price o GLE con una función constante es lo mismo que analizar Spencer. La función de medio seno tiende a concentrar las fuerzas de cizallamiento entre dovelas hacia el medio de la masa deslizante y disminuye el esfuerzo cortante entre dovelas en las áreas de la cresta y el pie del talud. La función seno medio de estos métodos se basa principalmente en experiencia e intuición y no en consideraciones teóricas. Otras funciones se pueden seleccionar si se considera necesario.

Los factores de seguridad del Cuerpo de Ingenieros y Lowe-Karafiath están en la curva de factores de seguridad de las fuerzas. La posición en la curva de fuerza depende del procedimiento utilizado para establecer las inclinaciones de la resultante entre las dovelas.

El método GLE es útil para explicar las diferencias entre los distintos métodos y para determinar como influye la fuerza entre dovelas en el cálculo del factor de seguridad.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Hay una característica en las dos ecuaciones del factor de seguridad y en la ecuación de la normal en la base de las dovelas; es que al final solo hay un factor de seguridad sobre todo el talud, F_m y F_f son los mismos cuando el equilibrio y el momento se satisfacen, ya que el factor de seguridad está en la ecuación de la normal a cada una de las dovelas. Esto implica que el factor de seguridad es el mismo para todas las dovelas.

El método GLE no está restringido por la forma de la superficie de deslizamiento y se puede aplicar a deslizamientos cinemáticamente posibles.

El método de GLE en SLOPE / w puede acomodar una amplia gama de diferentes funciones de la fuerza, entre dovelas; la siguiente es una lista resumida

- Constante
- La mitad de onda sinusoidal
- Funciones de seno recortadas
- Trapezoidal
- Puntos totalmente especificados

Como ejemplo en el gráfico Figura 1-13 se observa la función mitad de seno actuando entre las dovelas de un talud.³⁸

³⁸ Stability Modeling with SLOPE/w 2007 Version – An Engineering Methodology – Third Edition, March 2008 – GEO-SLOPE International Ltd-Pág 12, 15-16

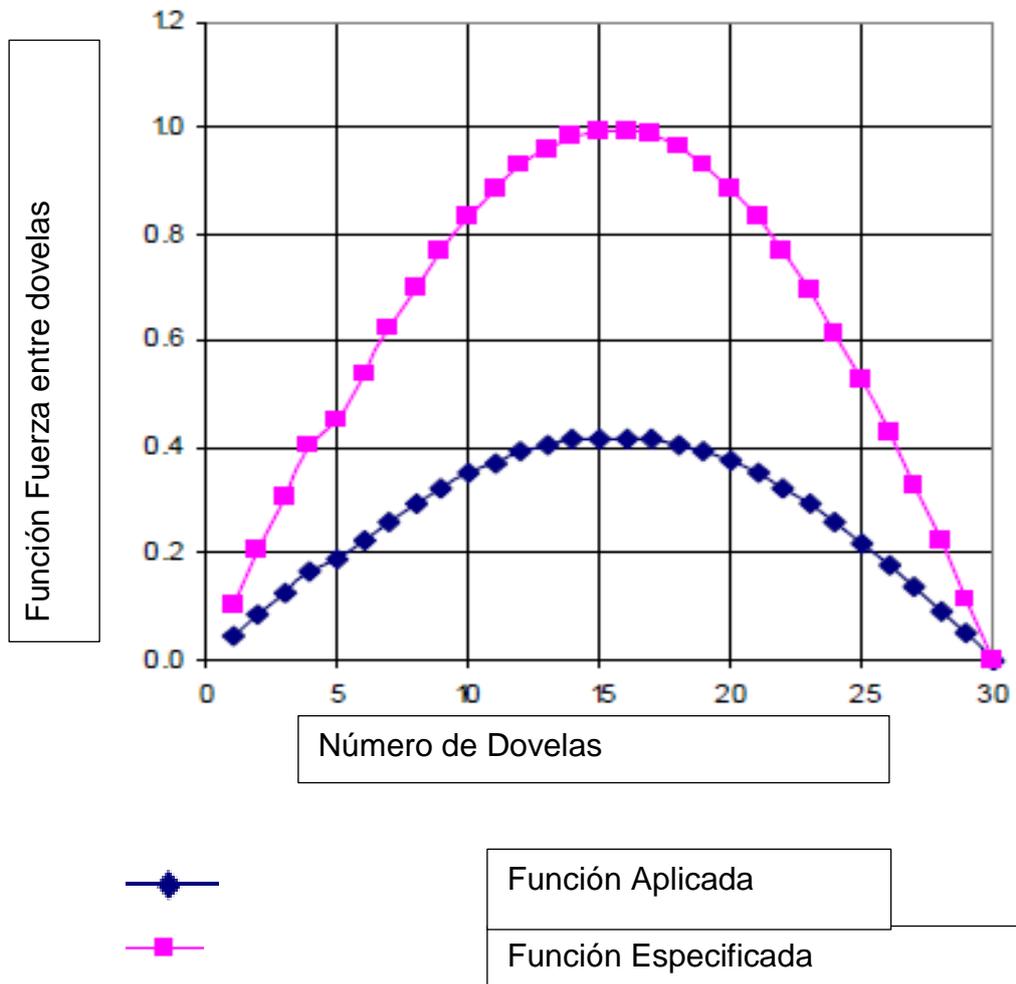


Figura 1-13 Función aplicada y especificada - N° Dovelas³⁹

1.8.2 SLOPE/w

Este moderno software de equilibrio límite, Slope / W hace posible el manejar una creciente complejidad en el análisis de taludes, con él es posible hacer frente a una estratigrafía compleja, así como a las condiciones variables de presión intersticial del agua, en una gran variedad de modelos lineales y no lineales de resistencia al

³⁹ Stability Modeling with SLOPE/w 2007 Version – An Engineering Methodology – Third Edition, March 2008 – GEO-SLOPE International Ltd-Pág 12



UNIVERSIDAD DE CUENCA

corte, prácticamente cualquier tipo de forma de superficie de deslizamiento, incluyendo cargas concentradas y refuerzo estructural”⁴⁰.

⁴⁰ Stability Modeling with SLOPE/w 2007 Version – An Engineering Methodology – Third Edition, March 2008 – GEO-SLOPE International Ltd-Pág 1-16



2 CAPITULO II PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS.

2.1 Permeabilidad.

2.1.1 Depósito Aluvial y Macizo Rocoso.

Los parámetros principales a identificar dentro de este análisis, es la capacidad de drenaje que tienen los diferentes depósitos y formaciones geológicas, por lo que fue necesario realizar ensayos de campo con el fin de determinar la permeabilidad de los materiales que conforman los distintos estratos, suelos, rocas y macizo rocoso, donde se cimentarán las estructuras.

Es primordial determinar este parámetro, ya que de ellos depende, entre otros factores, estimar las presiones hidrodinámicas, gradientes hidráulicos y gasto de filtración a las que van a estar sometidos los suelos y macizos rocosos de la cimentación.

Adicionalmente, es necesaria la estimación de la permeabilidad de estos estratos, con el fin de analizar la estabilidad de la excavación para la presa de HCR.

La permeabilidad puede ser definida por la capacidad del medio rocoso para que el agua fluya a través de sus huecos o vacíos interconectados; se representa por el coeficiente de permeabilidad, k , que se expresa como una velocidad en m/s.

La permeabilidad de la matriz rocosa es intergranular y el agua se transmite a través de los poros y microfisuras interconectados de la roca, recibiendo el nombre de permeabilidad primaria. En los macizos rocosos el agua fluye a favor de la superficie de discontinuidad y se define como permeabilidad secundaria.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Por lo general, la permeabilidad de la matriz rocosa es insignificante, con relación a la del macizo rocoso fracturado.

El flujo del agua en un macizo rocoso fracturado depende de la abertura de las discontinuidades, que a su vez depende del esfuerzo normal ejercido sobre ellas y de su interconexión. Este esfuerzo aumenta con la profundidad y a partir de un determinado nivel las discontinuidades se encuentran cerradas, siendo la permeabilidad del macizo, la de la matriz rocosa o permeabilidad primaria.

2.1.2 Ensayos de Permeabilidad en suelos.

Los ensayos para determinar la permeabilidad en los suelos se los realiza dentro de la perforación, con la finalidad de obtener parámetros geotécnicos dentro de las campañas de investigación.

2.1.2.1 Ensayo Lefranc.

Este ensayo se utiliza para medir el coeficiente de permeabilidad en los suelos permeables o semipermeables, es decir, suelos que tengan características de permeabilidad de alta a media, ya que el ensayo se efectúa en condiciones de presión atmosférica, afectadas únicamente por la gravedad.

El procedimiento para realizar este ensayo en la obra "Ingeniería Geológica" describe de la siguiente manera: llenar de agua el sondeo y medir el caudal necesario para mantener el nivel constante (ensayo a régimen permanente) o bien medir la velocidad de descenso del nivel de agua (ensayo a régimen variable)

Las medidas y lecturas de este ensayo se lo realiza cada cinco minutos, pero en el caso de que los caudales de admisión sean altos, las lecturas se lo realizará cada minuto, manteniendo el nivel constante en la boca del sondeo durante cuarenta y cinco minutos.

El ensayo requiere que se llene el sondeo de agua para expulsar todo el aire que pueda estar incluido y que se establezca la velocidad de descenso

En la Figura 2-1 se explica el esquema de evaluación del ensayo.

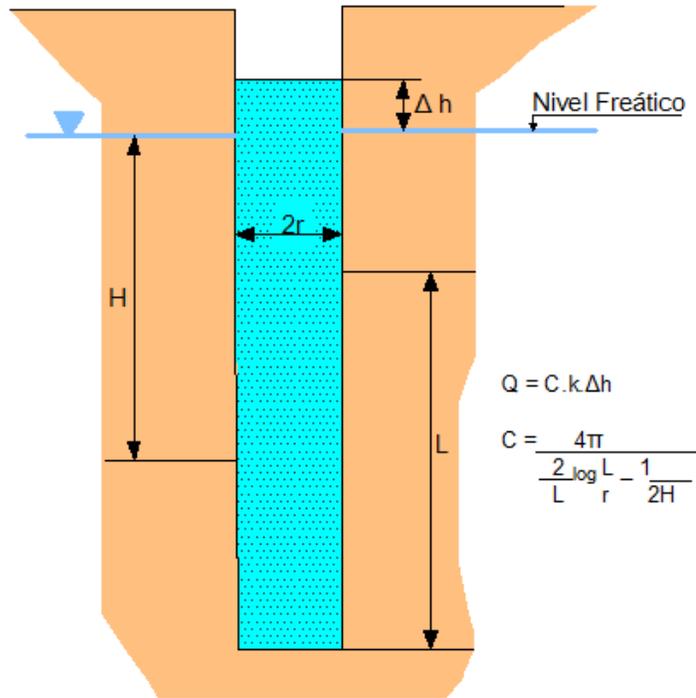


Figura 2-1 Ensayo Lefranc a nivel constante. Hipótesis del cilindro alargado⁴¹

Donde el coeficiente de permeabilidad se define por la expresión $k=Q/(C*\Delta h)$, Q es el caudal admitido (m^3/s), Δh es la altura de agua sobre el nivel piezométrico inicial, y C es el coeficiente de forma del sondeo que se define por la expresión:

$$C = \frac{4\pi}{2 \log\left(\frac{L}{r}\right) - \frac{1}{2H}}$$

⁴¹ González, L., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2006). Ingeniería geológica. Pág 358 Prentice Hall. Pearson Educación, S.A. Madrid.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Donde L es la longitud del tramo ensayado (m), r es el radio del sondeo (m) y H es la distancia del punto medio del ensayo al nivel freático; cabe recalcar que la longitud de ensayo queda definida entre el fondo del sondeo y la tubería de revestimiento⁴².

La consultora Geodata - Astec ha evaluado los ensayos de permeabilidad mediante la siguiente ecuación $k=Q/(C*hm)$ en donde:

k = permeabilidad (cm/s)

Q = caudal (cm³/s)

hm = columna de agua sobre el nivel estático

L = Longitud ensayada (cm)

D = Diámetro del sondeo (cm)

C = coeficiente de forma (cm)

$$C = \frac{2\pi D \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1}}{\ln \left[\frac{L}{D} + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} \right]}$$

2.1.3 Ensayo de Permeabilidad en Macizos Rocosos

2.1.3.1 Ensayo Lugeon.

En el texto antes referido manifiesta que estos ensayos de inyección de agua son los más empleados por dos razones, primero porque a diferencia de las pruebas de bombeo e infiltración de colorante, estas se pueden realizar en zonas por encima del nivel freático y segunda, porque el equipo empleado

⁴² González, L., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2006). Ingeniería geológica. Pág 358 Prentice Hall. Pearson Educación, S.A. Madrid.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

para las inyecciones de lechada requeridas para la impermeabilización, es prácticamente el mismo que se emplea para el ensayo Lugeon.

Debido a que los ensayos de permeabilidad presentan una gran variación dentro del macizo rocoso y dentro de las mismas formaciones geológicas, es mejor siempre hablar de orden de magnitud de exponente en una base 10

El ensayo más extendido para analizar la permeabilidad en macizos rocosos es el ensayo Lugeon, el mismo que se realiza dentro del sondeo y que permite calcular la permeabilidad del tramo ensayado del macizo.

El ensayo consiste en introducir agua a una presión constante de 1 Mpa, midiendo las admisiones durante un período de 10 minutos; la longitud de ensayo más frecuente es de 5 metros, en donde se aísla al tramo a ser probado por medio de un packer

La aplicación de las presiones es gradual en el tramo de carga como en el de descarga

La unidad de medida es el Lugeon que representa una absorción de agua de 1 litro por metro de sondaje y por minuto a una presión de 1 Mpa durante diez minutos.⁴³

En la Figura 2-2 se puede apreciar la disposición del equipo para ejecutar el ensayo.

⁴³ González, L., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2006). Ingeniería geológica. Pág 359-362 Prentice Hall. Pearson Educación, S.A. Madrid.

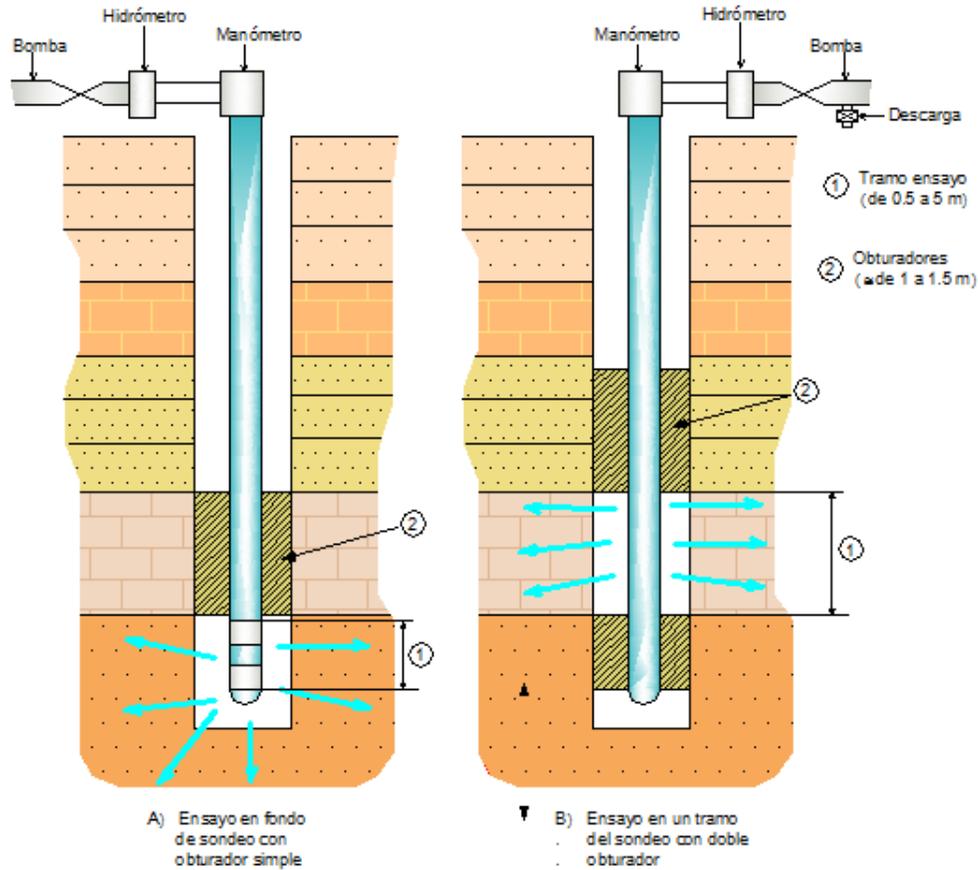


Figura 2-2 Ensayo Lugeon A) Obturador Simple B) Obturador Doble⁴⁴

2.1.3.2 Cálculo del Coeficiente de Permeabilidad

Josué Carrillo en la Hidráulica y Mecánica de Rocas, menciona que realizar un análisis teórico de los ensayos Lugeon con la finalidad de que a partir de estos se pueda determinar un coeficiente de permeabilidad es imposible, pero en los primeros análisis, se trató de aplicar la ley de Darcy sin limitaciones a la roca discontinua, Estos análisis se basan en las siguientes suposiciones:

⁴⁴ González, L., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2006). Ingeniería geológica. Pág 360 Prentice Hall. Pearson Educación, S.A. Madrid.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- Extensión infinita del estrato
- Homogeneidad e isotropía en el macizo
- Flujo estacionario (establecido)
- El nivel freático no varía como consecuencia de la inyección.
- Una relación lineal entre el caudal por unidad de volumen Q_{WD} y la presión de inyección P .
- No hay pérdida en los empaques.

El autor indica que investigadores tales como Dachler (1936), Glover (1946), Zanger (1953), Maag (1941), Gilg & Gavard (1957) desarrollaron formulas que se basan en la suposición de que se forma una superficie equipotencial cónica y conforme a esto se tiene que⁴⁵:

$$k = C_p \frac{Q_{WD}}{H_0}$$

Donde

$$C_p = \frac{\ln \frac{L}{D} + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}}{2 \pi D \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}} \approx \frac{\ln \left(2 \frac{L}{D}\right)}{2 \pi L}$$

Para $L \gg D$ donde,

k = coeficiente de permeabilidad.

Q_{WD} = Caudal por unidad de volumen

H_0 = Altura piezométrica en la perforación

L = Longitud del tramo de inyección

⁴⁵ Josué Carrillo -Hidráulica y Mecánica de Rocas- Universidad Nacional de Colombia- Pág 47.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

D= Diámetro de la perforación

En donde obtuvieron el siguiente valor de comparación:

1 Lugeon = 1 UL = $k = 8.7 \cdot 10^{-5}$ m/s. ($L = 1$ m, $D = 0.076$ m)

En casos de que la longitud del tramo de inyección sea grande, las líneas equipotenciales en los alrededores de la perforación son cilíndricas y apenas a una distancia mayor tomarán forma cónica. Estas relaciones han sido investigadas ampliamente por Sharp (1970) y Maini (1971) con ayuda de métodos numéricos.

Para un flujo radial se puede determinar el coeficiente de permeabilidad k mediante la siguiente ecuación:

$$k = \frac{Q_{WD}}{2\pi L(H_0 - H_1)} \ln \frac{r_1}{r_0}$$

Donde:

r_0 = Radio de la perforación

H_1 = Altura piezométrica a la distancia r_1 de la perforación

Por lo que para determinar el coeficiente de permeabilidad exacto requiere de un piezómetro para medir H_1 a la distancia r_1 , pero para un punto a una distancia suficientemente grande de la perforación se puede suponer $H_1 = 0$

Una ecuación similar se encuentra en el Earth Manual I y en Richter & Lillich (1975) la misma que procede de la ecuación anterior si se supone $H_1 = 0$ cuando $r_1 = L$

$$k = \frac{Q_{WD}}{2\pi L H_0} \ln \left(\frac{L}{r_0} \right) = \frac{Q_{WD}}{2\pi L} \frac{P}{\gamma_w} \ln \left(\frac{2L}{D} \right)$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Donde,

P = Presión manométrica (kg/m^2)

γ_w = Peso específico del agua (kg/m^3)

D = Diámetro de la perforación. (m)

$k = \text{m/s/m}^3$

Estas ecuaciones se pueden usar en principio solo cuando el macizo se pueda considerar homogéneo e isótropo, es decir cuando el tramo en que se haga la inyección sea grande y las distancias entre diaclasas sean pequeñas con relación al tramo.⁴⁶

Para la determinación de la permeabilidad de los ensayos Lugeon por parte de la consultora Geodata – Astec, utilizó la expresión correspondiente al Earth Manual I

$$k = \frac{Q_{WD}}{2\pi L \frac{P}{\gamma_w}} \ln\left(\frac{2L}{D}\right)$$

Dentro del sector de la presa del proyecto hidroeléctrico Minas-San Francisco se ejecutaron 12 sondeos con recuperación de testigos en distintos lugares, los mismos que sirvieron entre otras actividades de investigación para determinar la permeabilidad de los diferentes estratos de macizo rocoso. Entre ellos el estrato de aluvión con una potencia aproximada de 25 m, el mismo que servirá de cimentación de las ataguías.

En la Tabla 2-1 se enuncia las características de estos sondeos, como diámetro, profundidad y ensayos efectuados.

⁴⁶ Josué Carrillo - Hidráulica y Mecánica de Rocas- Universidad Nacional de Colombia-Pág 47-49



Tabla 2-1 Sondeos ejecutados en el sector de la Presa

obra	empresa	sondeo [codigo]	longitud [m]	inclinacion [°]vertical	diametro perforacion	SPT [n°]	Lefranc [n°]	Lugeon [n°]	Dilatometricos [n°]	Diagrafia OPTV [m]	Diagrafia BHTV [m]	Diagrafia full wave sonic [m]
presa aguas arriba	HIGGECO	1b SFP A1	46,2	45	HQ – NQ	-	-	-	-	-	-	-
presa aguas abajo	HIGGECO	1a SFP A1	60	0	HQ	-	-	11	6	55,35	53	46
		1a SFP A2	100	50	HQ	-	-	16	-	40,75	90,1	90,5
		1a SFP B1	85	0	NQ	-	-	16	7	82,6	82,65	78,5
		1a SFP B2	85	0	HQ	-	-	15	7	74,3	77,2	74,5
		1a SFP B3	75	35	HQ – NQ	-	5	8	2	13,4	40	42
		1a SFP B4	100	45	HQ	-	-	13	-	-	-	-
		1a SFP B5	200	60	HQ	-	1	11	5	143,3	-	-
		1a SFP C1	75	30	HQ	-	2	7	6	36	38,2	37
		1a SFP C2	100	0	HQ-NQ	-	1	16	8	85,1	86,9	84,6
		HYDROSUELOS	1a SFP C5	25	0	HQ	8	1	-	-	-	-
	HIGGECO	1a SFTdes A1	150	35	HQ	-	-	1	-	121,5	122	121

Debido a que estas perforaciones se realizaron también en los hombros de la presa, así como en el túnel de desvío, para nuestro interés tomaremos las perforaciones que se realizaron en el cauce del río, en donde interviene el estrato aluvial y los primeros metros del macizo rocoso.

Los sondeos de los que se obtuvo la información de los ensayos de permeabilidad se aprecian en el Plano MIN-LO-PD-PRE-GEO-P-A-0006-D y estos son los siguientes: 1a-SFP B3, 1a-SFP B4, 1a-SFP C1, 1a-SFP C2, 1a-SFP C5.

Un resumen de los sondeos que hemos preparado, se presenta en la Tabla 2-2 en donde se puede apreciar la descripción litológica y los valores promedio de la permeabilidad de los estratos.



Tabla 2-2 Sondeos, Litología, Permeabilidad promedio

Sondeo	Profundidad (m)	Tipo de suelo o roca	Permeabilidad (cm/s)
1a-SFP-B3	0 a 33.80	Qã. Aluvial, compuesto de una matriz de arenay gravas, presencia de bloques redondeados a subredondeados 50% matriz, 50% clastos	3.18E-03
	> 33.80	Ta. Tobas andesíticas color gris verdoso, meteorizada por la parte superior	2.49E-04
1a-SFP-B4	0 a 28	Qã. Aluvial, compuesto de una matriz de arena finas (45%) y gravas (25%) de origen volcánico, presencia de bloques redondeados a subredondeados < 120 cm (30%)	No se realizaron ensayos
	>28	Ig. Ignimbrita de composición andesitica color café, gris	3.10E-04
1a-SFP-C1	0 a 36.20	Qã. Aluvial, compuesto de una matriz de arena (60%) y gravas (25%), presencia de bloques redondeados a subredondeados (15%)	3.17E-03
	> 36.20	Ta. Tobas andesíticas gris verdoso, de ligera a medianamente meteorizadas	7.87E-05
1a-SFP-C2	0 a 11.70	Qã. Aluvial, compuesto por una matriz de arena fina a gruesa (20%), gravas (30%), presencia de bloques redondeados a subredondeados (50%)	
	> 11.70	Ta. Tobas poco fracturadas	1.98E-04

Los ensayos realizados en los diferentes sondeos se observan en la Tabla 2-3, Tabla 2-4, Tabla 2-5, Tabla 2-6, y Tabla 2-7.

Tabla 2-3 Ensayos de Permeabilidad sondeo 1a-SFP-B3

Sondeo	Ensayo	Cota msnm	Profundidad Inicial m	Profundidad final m	Profundidad Promedio m	Cota en el sondeo msnm	Permeabilidad cm/s
1a-SFP B3	Lefranc	745.515	9.8	10.8	10.30	735.22	1.10E-02
			13	14	13.50	732.02	1.38E-03
			14	17	15.50	730.02	1.70E-03
			17	20	18.50	727.02	1.17E-03
			29	30.5	29.75	715.77	6.61E-04
	Lugeon		36	40	38.00	707.52	3.90E-04
			40	45	42.50	703.02	1.07E-04

Tabla 2-4 Ensayos de Permeabilidad sondeo 1a-SFP-B4

Sondeo	Ensayo	Cota msnm	Profundidad Inicial m	Profundidad final m	Profundidad Promedio m	Cota en el sondeo msnm	Permeabilidad cm/s
1a-SFP B4	Lugeon	748.951	30	35	32.50	716.45	3.09E-04
			35	40	37.50	711.45	3.10E-04



Tabla 2-5 Ensayos de Permeabilidad sondeo 1a-SFP-C1

Sondeo	Ensayo	Cota msnm	Profundidad Inicial m	Profundidad final m	Profundidad Promedio m	Cota en el sondeo msnm	Permeabilidad cm/s
1a-SFP C1	Lefranc	745.52	9.45	12.45	10.95	734.57	2.23E-03
			19	23	21.00	724.52	4.10E-03
	Lugeon		40	45	42.50	703.02	1.29E-04
			45	50	47.50	698.02	2.83E-05

Tabla 2-6 Ensayos de Permeabilidad sondeo 1a-SFP C2

Sondeo	Ensayo	Cota msnm	Profundidad Inicial m	Profundidad final m	Profundidad Promedio m	Cota en el sondeo msnm	Permeabilidad cm/s
1a-SFP C2	Lefranc	744.586	3	6	4.50	740.09	2.18E-02
	Lugeon		20	25	22.50	722.09	4.92E-05
			25	30	27.50	717.09	3.47E-04

Tabla 2-7 Ensayo de Permeabilidad sondeo 1a-SFP-C5

Sondeo	Ensayo	Cota msnm	Profundidad Inicial m	Profundidad final m	Profundidad Promedio m	Cota en el sondeo msnm	Permeabilidad cm/s
1a-SFP C5	Lefranc		4	7	5.50		2.50E-06

La permeabilidad del depósito aluvial ha sido obtenida del promedio de los ensayos Lefranc realizados en este estrato, exceptuando los valores de 2.18E-2 cm/s del sondeo 1a-SFP-C2 por considerarlo de una permeabilidad muy alta y el valor de 2.5E-6 cm/s del sondeo 1a-SFP-C5 por considerarlo de una permeabilidad muy baja en relación a las restante medidas obtenidas; con este criterio el valor de la permeabilidad en el aluvial es:

$$k_{\text{aluvial}} = 3.18E-3 \text{ cm/s} = 3.18E-5 \text{ m/s}$$

La determinación de la permeabilidad para el estrato rocoso se ha obtenido del promedio de las permeabilidades obtenidas a partir del ensayo Lugeon y las relaciones entre el caudal y el coeficiente de permeabilidad. Los promedios de los valores de permeabilidad se han realizado en los primeros diez metros del estrato rocoso, obteniendo una permeabilidad de:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$k_{\text{macizo rocoso}} = 2.09\text{E-}4 \text{ cm/s} = 2.09\text{E-}6 \text{ m/s}$$

2.1.4 Pantalla de Impermeabilización.

La ataguía es una presa con núcleo de arcilla y espaldones de enrocamiento; la barrera impermeable contra la filtración por el cimiento se ejecutará con el sistema Jet Grouting.

El Jet Grouting, principalmente sirve para mejorar la capacidad portante e impermeabilización de los suelos; su versatilidad le ha permitido ser usado en mejoras de anclajes de muros, recalce de zapatas, lechos de apoyo a pilotes, e impermeabilización de presas y túneles.

“Durante el proceso constructivo se realiza una perforación de aproximadamente 10 cm de diámetro y una vez que se ha llegado a la profundidad deseada, comienza el proceso de inyección de fluidos, que salen a alta velocidad por toberas laterales que giran y ascienden solidarias al tubo de perforación en su lenta extracción. Los fluidos van disgregando el suelo y mezclándolo con una lechada de cemento”⁴⁷, en el cual se puede incluir bentonita.

A partir de mediciones directas, Keller, muestra rangos con respecto a la permeabilidad y resistencia de los suelos, luego de la aplicación de la columna de jet grouting, el mismo que se observa en el siguiente Tabla 2-8.

Tabla 2-8 Permeabilidad y resistencia del suelo luego de la aplicación del Jet Grouting⁴⁸

Parámetros	Suelos granulares	Suelos Cohesivos
------------	-------------------	------------------

⁴⁷ Tsao Santin - Mejoramiento de suelos con la técnica de Jet Grouting - <http://tsao.enelparaiso.org/files/jet-grouting.pdf>- 2008 - Pág 8

⁴⁸ Tsao Santin - Mejoramiento de suelos con la técnica de Jet Grouting - <http://tsao.enelparaiso.org/files/jet-grouting.pdf>- 2008 -Pág 30



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Diámetro (m)	hasta 3	hasta 2.5
q_u (kN/m ²)	1000 a 10000	500 a 5000
Permeabilidad (m/s)	10^{-6} a 10^{-8}	10^{-7} a 10^{-9}

Por lo que la pantalla de impermeabilización contra filtraciones a través del cimientado de la ataguía, al construirse con este método y conociendo que el medio en el cual se ejecutarán las inyecciones de jet grouting es un depósito aluvial (arenas, gravas y bloques de mayor dimensión), asumiremos un coeficiente de permeabilidad $k_{\text{columna de Jet Grouting}} = 1E-7$ m/s.

2.1.5 Permeabilidad del Núcleo de la Ataguía.

Armas Novoa y Horta Mestas, en el libro de Presas de Tierra manifiesta que las Presas de Tierra y las ataguías conformadas por un núcleo de arcilla, y espaldones de enrocamiento, la función del núcleo de arcilla es impedir el paso del agua a través de la ataguía y el enrocamiento exterior sirve como protección a la capa de arcilla, que aporta la estabilidad global de la estructura.

Con el fin de evitar en mayor medida la filtración a través de la ataguía, el núcleo de arcilla tiene que ser compactado; este proceso tiene como fin el disminuir la relación de vacíos por medios mecánicos y con el mejoramiento de la propiedad mecánica del suelo (permeabilidad)

El proceso de compactación en general tiene por objeto el mejorar las propiedades mecánicas del material, como la resistencia a la compresión, corte, la reducción de la permeabilidad y aumento de la flexibilidad. Debido a que la ataguía es una presa de tierra y al estar conformada por un núcleo de arcilla, el fin del proceso de compactación en ésta es lograr alta flexibilidad y baja permeabilidad. Para conseguir alta flexibilidad y baja permeabilidad es necesario trabajar con energía de compactación baja similar a la del ensayo de compactación Proctor Estándar, y con humedades ligeramente por encima



de la humedad óptima de dicha energía. Lo anterior está sustentado por la experiencia internacional en el campo de la construcción de presas de tierra, donde al igual que el núcleo de arcilla de la ataguía que nos ocupa, es necesario evitar el fallo por agrietamiento del núcleo, principal causa de falla catastrófica a tener en cuenta por el proyecto y la construcción⁴⁹

A continuación, como ejemplo palpable de lo anteriormente expresado en cuanto a la permeabilidad, se muestran en la Figura 2-3 y Figura 2-4.

En ambas figuras se observa que, para una misma energía de compactación (curva de compactación), la permeabilidad disminuye sustancialmente cuando se compactan con humedades ligeramente por encima de la óptima de la energía de compactación utilizada

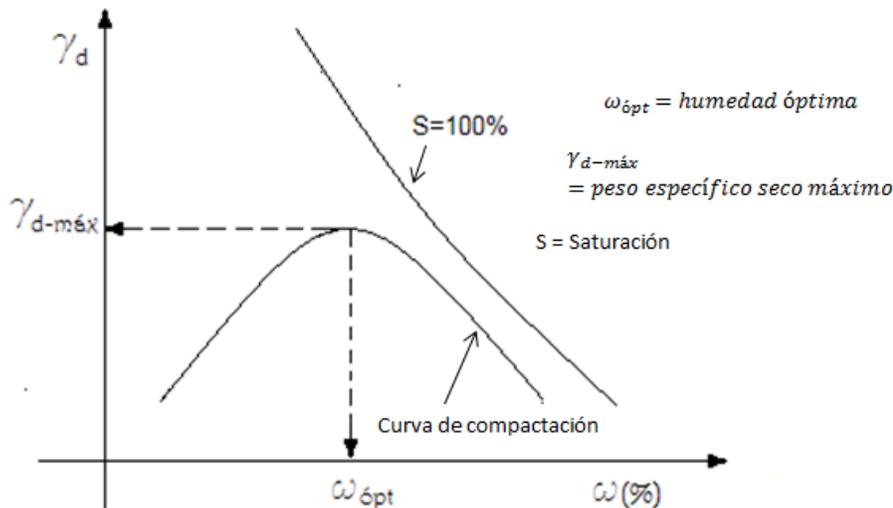


Figura 2-3 Curva de Compactación y Saturación⁵⁰

En la Figura 2-5 se muestra el caso de la arcillas arenosa utilizada en la construcción de la presa de tierra homogénea, La Coronela, en la provincia

⁴⁹ Armas Novoa, Horta Mestas – Presas de Tierra –Pág 41-60 ISPJAE 1987 La Habana Cuba

⁵⁰ Armas Novoa, Notas de Compactación en Suelos-Pág 8 – La Habana Cuba 2006



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Artenisa, Cuba. Obsérvese que la permeabilidad disminuye de $4E-5$ cm/s hasta $2E-8$ cm/s con solo variar la humedad de compactación de la energía del ensayo Proctor Estándar hasta valores iguales o ligeramente superiores a la humedad óptima, $\omega_{opt} = 25.3\%$, de dicha energía de compactación. Lo más valiosos de esta experiencia mundial es que la reducción de la permeabilidad se logra gastando la misma energía de compactación, o sea, con el mismo costo de compactación en obra⁵¹.

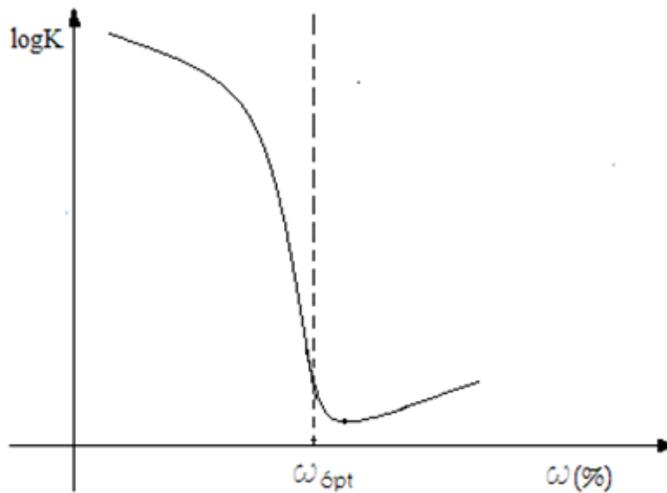


Figura 2-4 Variación de la Permeabilidad con la humedad, para una misma energía de compactación.⁵²

El agrietamiento en los núcleos de arcilla en presas de tierra o ataguías, se produce ante la presencia de asientos diferenciales en el cimiento. Para evitarlo las normas internacionales recomiendan seleccionar materiales que

⁵¹ Armas Novoa, Horta Mestas.- Presas de Tierra- Pág 80-81 ISPJAE 1987 La Habana Cuba.

⁵² Armas Novoa, Notas de Compactación en Suelos -Pág 8 – La Habana Cuba 2006



tengan índice plástico mayores de 15% ($IP \geq 15\%$) y compactarlos con energía de compactación bajas (similares a las del Proctor Estándar) y humedades por encima del límite plástico para garantizar que el suelo compactado esté con humedades pertenecientes al estado plástico.

En los suelos con contenido de finos (materiales que pasan el tamiz No. 200), la humedad óptima del ensayo Proctor Estándar está cerca al límite plástico del suelo, por lo que para lograr mayor flexibilidad (opuesto a la rigidez) y con ello reducir la posibilidad del agrietamiento, se recomienda compactar con la

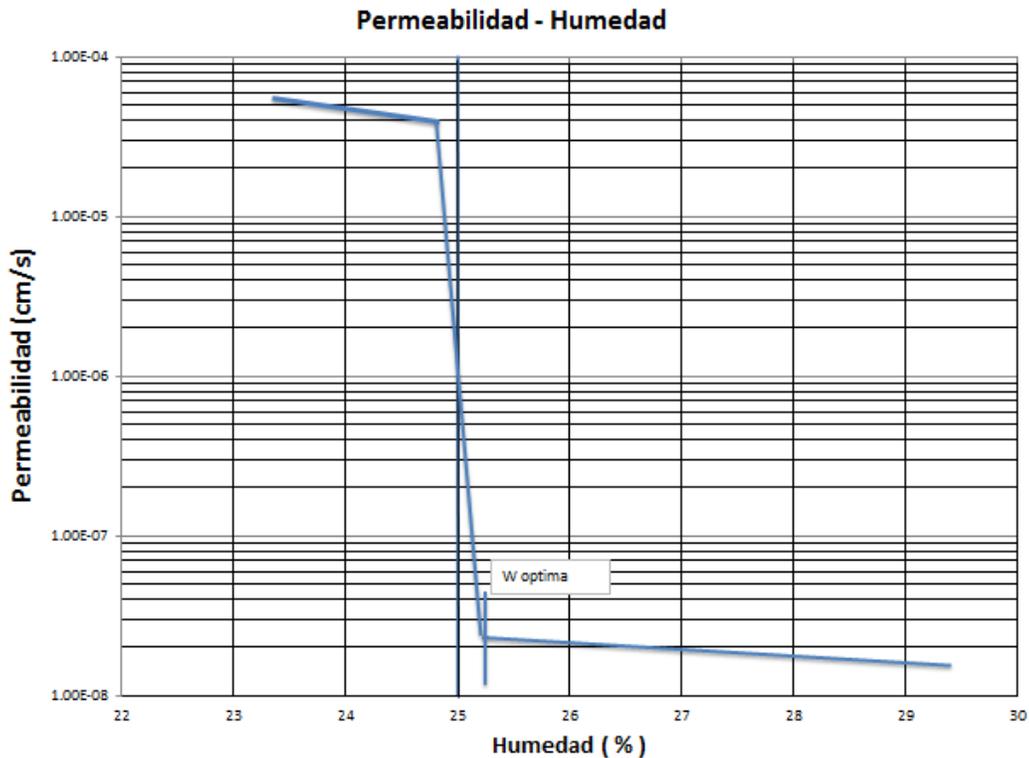


Figura 2-5 Variación de la permeabilidad con la humedad para la energía de compactación del ensayo Proctor Estándar⁵³

⁵³ Armas Novoa, Horta Mestas.- Presas de Tierra- Pág 82 ISPJAE 1987 La Habana Cuba.



humedad ligeramente por encima de la humedad óptima de la energía del Proctor Estándar.⁵⁴

Debido a que las investigaciones ingeniero geológicas del proyecto Minas San Francisco, no se han investigado los materiales de préstamo con los que se construirá el núcleo de la ataguía, pero analizando la experiencia internacional en el diseño y construcción de presas de tierra se procederá a estimar los valores de permeabilidad y resistencia a cortante del supuesto material con el que se construirá el núcleo de la ataguía.

Joseph Bowles en el Análisis y Diseño de Cimentaciones, proporciona una tabla en donde se dan rangos de permeabilidad para los distintos suelos, aunque sin considerar el grado de compactación. Tabla 2-9 Valores de permeabilidad, según Bowles

Tabla 2-9 Valores de permeabilidad, según Bowles⁵⁵

MATERIALES	PERMEABILIDAD MAXIMA (m/S)	PERMEABILIDAD MINIMA (m/s)
Grava limpia GW – GP	10^0	10^{-2}
Grava limpia y arenas mezcladas GW, GP, SW, SP, GM	10^{-2}	10^{-5}
Arenas y limos mezclados SM, SC	10^{-5}	10^{-9}
Arcillas CL, CH	10^{-9}	10^{-11}

⁵⁴ Armas Novoa - Notas de Compactación en Suelos –Pág 10-11 La Habana Cuba

⁵⁵ Bowles Joseph - Foundation Analysis And Desing – Pág 52, McGraw-Hill 1997 Illinois



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Terzaghi K, Peck R, Mesri G, en la Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica, recomiendan ciertos valores para el parámetro de permeabilidad que se detallan en la Tabla 2-10

Tabla 2-10 Valores de permeabilidad, según Terzaghi - Peck - Mesri⁵⁶

		Coeficiente de Permeabilidad k (m/s) (escala log)											
		1.00E+00	1.00E-01	1.00E-02	1.00E-03	1.00E-04	1.00E-05	1.00E-06	1.00E-07	1.00E-08	1.00E-09	1.00E-10	1.00E-11
Drenaje		Bueno				Pobre				Practicamente Impermeable			
Tipo de Suelo		Grava limpia		Areana limpia, arenas y gravas mezcladas limpias			Arena muy fina, Limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arenas, limos y arcillas, depósitos glaciales till, depósitos de arcilla estratificada, etc.				Suelos " Impermeable", ejm. Arcillas homogéneas bajo la zona de erosión.		
						"Impermeable" suelos modificados por efectos de la vegetación y erosión							

El manual de Diseño de Presas Pequeñas del United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR), proporciona la Tabla 2-11 en donde se observan los rangos de permeabilidad de los diferentes suelos.

⁵⁶ Terzaghi. k, Peck R, Mesri. G, Soil Mechanics in Engineering Practice, - Pág 73, John Wiley & Sons Inc, 1996 Illinois



UNIVERSIDAD DE CUENCA

y humedades ligeramente superiores a la humedad óptima de dicha energía de compactación.

2.1.6 Permeabilidad del Enrocamiento.

Debido a que el enrocamiento del talud aguas arriba y aguas abajo está conformado por rocas de tamaño considerable, se puede asumir que el nivel de entrada del agua en el enrocamiento es el mismo que en el núcleo, es decir que no existe pérdida de carga a través de este medio, por lo que la permeabilidad se la considera muy alta. De las mismas tablas anteriores se puede asumir que la permeabilidad del enrocamiento es superior a $K_{\text{enrocamiento}} = 1E3 \text{ m/s}$.

2.2 Parámetros de Resistencia al Corte en los diferentes materiales componentes de la ataguía y la cimentación.

2.2.1 Núcleo de la ataguía.

Los párrafos que se presentan a continuación, están fundamentados en el libro de Presas de Tierra, la misma que haciendo una analogía a nuestro tema podemos mencionar que: Una ataguía funciona como una presa de tierra en estado de “operación”, o sea bajo el efecto del flujo de filtración ocasionado por el agua almacenada aguas arriba. Como ya se mencionó el espaldón es tan permeable, con relación a la permeabilidad del núcleo, que se puede asumir que el nivel de entrada del agua al espaldón es la misma que en el núcleo, o sea, no hay pérdida de energía en el tránsito del agua desde la cara aguas arriba del espaldón a la del núcleo.

Por tanto, para el análisis de estabilidad se considera que el núcleo está en el estado de carga “operación” cuando las presiones de poro de la etapa constructiva, μ_c , se disiparon y se establece la red de flujo. En estas condiciones el ensayo triaxial que representa el estado de carga “operación” es el que la componente de consolidación de la presión de poro, $\mu_c=0$, es el



UNIVERSIDAD DE CUENCA

ensayo triaxial lento o drenado, sobre muestras compactadas y saturadas del material del núcleo. De hecho se hace un análisis en tensiones efectivas, por lo que deberá pronosticarse la presión de poro, a través de la red de flujo que se determine.

La presión de poro existente es la presión hidrodinámica, que es la suma de la componente hidrostática μ_h , y la componente de filtración, μ_f .

El talud al que se le analiza la estabilidad es el de aguas abajo, ya que el flujo, que puede provocar el fallo por deslizamiento, actúa sobre este talud y lleva la misma dirección del deslizamiento.⁵⁸

Por todo lo anterior para hacer el análisis de estabilidad del talud aguas abajo, en la etapa de “operación” de la ataguía, se debió realizar ensayos triaxiales lentos o drenados sobre muestras de suelo arcilloso del material que constituirá el núcleo, compactado con la energía del Proctor Estándar y en el rango de humedades ligeramente por encima de la humedad óptima de dicha energía, saturadas.

Por lo ya dicho en el epígrafe 2.1.5 en las investigaciones ingeniero geológicas del Proyecto Minas San Francisco no se han investigado los prestamos que aportarían los materiales para el núcleo de la ataguía, por lo que se deberán asumir, partiendo de tablas dadas por instituciones de prestigio internacional.

El Bureau of Reclamation (USBR) de los Estados Unidos de América, en Denver Colorado publicó los datos de propiedades geotécnicas obtenidas en más de 1500 muestras de suelo entre los períodos de 1960 y 1982, los

⁵⁸ Armas Novoa, Horta Mestas. - Presas de Tierra- Pág 238-251 ISPJAE 1987 La Habana Cuba.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

mismos que se muestran en la Tabla 2-12, que aunque están en el sistema inglés, podemos llevar al Sistema Internacional (SI)

Para cada propiedad del suelo se da el valor promedio, la desviación estándar, el número de ensayos realizados y los valores máximos y mínimos de los ensayos

Todos los ensayos se realizaron sobre muestras compactadas con el material pasante el tamiz N° 4

Los parámetros de resistencia al corte fueron obtenidos de varios especímenes en suelo compactado y ensayados en el equipo triaxial, en el cual se desarrollaron ensayos rápidos (UU) y ensayos consolidados no drenados (CU), obteniéndose de esta manera en forma aproximada los parámetros de resistencia al corte del ensayo lento, consolidado drenado (CD).

Para nuestro caso asumiremos los siguientes parámetros, considerando que tendremos como material para el núcleo, una arcilla de baja compresibilidad, CL, con valores de $c' = 70$ kPa $\Phi' = 25^\circ$ $\gamma_f = 16.75$ kN/m³ $\omega = 18\%$ y $\gamma_{sat} = 20$ kN/m³

2.2.2 Jet Grouting.

La Pantalla contra filtraciones construida por el sistema Jet Grouting utilizando lechada de cemento tiene como finalidad disminuir la permeabilidad como ya se menciona. Este sistema, al introducir a presión la lechada de cemento mejora la resistencia a cortante del suelo, pero sin que constituya un elemento rígido. Por ello, se podrá asumir parámetros de resistencia al corte en ensayos triaxiales lentos o drenados, similares a los suelos normalmente consolidados donde la ecuación de resistencia de Coulomb pase por el origen de coordenadas y por tanto $c' = 0$. Valores del ángulo de fricción interna de



UNIVERSIDAD DE CUENCA

ensayos triaxiales lentos o drenados de suelos similares al aluvión están entre 35° y 40° , por lo que asumiremos como ángulo de fricción interna del aluvión mejorado por el Jet Grouting el valor de $\Phi' = 40^\circ$ y $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN}$.

2.2.3 Aluvial.

El depósito aluvial, al haberse formando en el transcurso del tiempo por el arrastre de materiales por la acción del agua, y al no tener una erosión fuerte en corto tiempo, y en donde se implantará la ataguía, se puede considerar que este depósito está normalmente consolidado



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla 2-12 Parámetros Geotécnicos (USBR)⁵⁹

Propiedades ingenieriles promedio de suelos compactados. Del oeste de Estados Unidos. Últimos datos Octubre 6, 1982														
Tipo de Suelo SUCS	Compactación						Resistencia Cortante							
	Gravedad específica		Laboratorio		Peso Unitario		Promedio		Esfuerzo efectivo		No.	c' lb/in2	Ø' grados	
	No. 4 menos	No. 4 más	Máximo peso unitario lb/ft3	No.	Contenido de humedad óptima %	Max lb/ft3	No.	Min lb/ft3	Peso Unitario lb/ft3	Contenido de humedad %				
GW	2.69	2.58	124.2		11.4	133.6		108.8	-	-		-	-	Promedio de todos los valores
	0.02	0.08	3.2		1.2	10.4		10.2	-	-		-	-	Desviación Estandar
	2.65	2.39	119.1		9.9	113		88.5	-	-		-	-	Valor Mínimo
	2.75	2.67	127.5		13.3	145.6		132.9	-	-		-	-	Valor Máximo
	16	9		5			16				0			Número total de ensayos
GP	2.68	2.57	121.7		11.2	137.2		112.5	127.5	6.5		5.9	41.4	Promedio de todos los valores
	0.03	0.07	5.9		2.2	6.3		8.3	7.2	1.2		-	2.5	Desviación Estandar
	2.61	2.42	104.9		9.1	118.3		85.9	117.4	5.3		5.9	38	Valor Mínimo
	2.76	2.65	127.7		17.7	148.8		123.7	133.9	8		5.9	43.7	Valor Máximo
	35	12		15			34				3			Número total de ensayos
GM	2.73	2.43	113.3		15.8	132		108	125.9	10.3		13.4	34	Promedio de todos los valores
	0.07	0.18	11.5		5.8	3.1		0.2	0.9	1.2		3.7	2.6	Desviación Estandar
	2.65	2.19	87		5.8	128.9		107.8	125	9.1		9.7	31.4	Valor Mínimo
	2.92	2.92	133		29.5	135.1		108.1	126.9	11.5		17	36.5	Valor Máximo
	34	17		36			2				2			Número total de ensayos
GC	2.73	2.57	116.6		13.9	-		-	111.1	15.9		10.2	27.5	Promedio de todos los valores
	0.08	0.21	7.8		3.8	-		-	10.4	1.6		1.5	7.2	Desviación Estandar
	2.67	2.38	96		6	-		-	96.8	11.2		5	17.7	Valor Mínimo
	3.11	2.94	129		23.6	-		-	120.9	22.2		16	35	Valor Máximo
	34	6		37			0				3			Número total de ensayos
SW	2.67	2.57	126.1		9.1	125		99.5	-	-		-	-	Promedio de todos los valores
	0.03	0.03	6		1.7	6		7.1	-	-		-	-	Desviación Estandar
	2.61	2.51	118.1		7.4	116.7		87.4	-	-		-	-	Valor Mínimo
	2.72	2.59	135		11.2	137.8		109.8	-	-		-	-	Valor Máximo
	13	2		1			12				0			Número total de ensayos
SP	2.65	2.62	115.6		10.8	115.1		93.4	103.4	5.4		5.5	37.4	Promedio de todos los valores
	0.03	0.1	9.7		2	7.2		8.8	14.6	-		3	2	Desviación Estandar
	2.6	2.52	106.5		7.8	105.9		78.2	88.8	5.4		2.5	35.4	Valor Mínimo
	2.77	2.75	134.8		13.4	137.3		122.4	118.1	5.4		8.4	39.4	Valor Máximo
	36	3		7			39				2			Número total de ensayos
SM	2.68	2.1	116.6		12.5	110.1		84.9	112	12.7		6.6	33.6	Promedio de todos los valores
	0.06	0.11	8.9		3.4	8.7		7.9	11.1	5.4		5.6	5.7	Desviación Estandar
	2.51	2.24	92.9		6.8	88.5		61.6	91.1	1.6		0.2	23.3	Valor Mínimo
	3.11	2.63	132.6		25.5	122.9		97.1	132.5	25		21.2	45	Valor Máximo
	149	9		123			21				17			Número total de ensayos
SC	2.69	2.17	118.9		12.4	-		-	115.6	14.2		5	33.9	Promedio de todos los valores
	0.04	0.18	5.9		2.3	-		-	14.1	5.7		2.5	2.9	Desviación Estandar
	2.56	2.17	104.3		6.7	-		-	91.1	7.5		0.7	28.4	Valor Mínimo
	2.81	2.59	131.7		18.2	-		-	131.8	22.7		8.5	38.3	Valor Máximo
	88	4		73			0				10			Número total de ensayos
ML	2.69	-	103.3		19.7	-		-	98.9	22.1		3.6	34	Promedio de todos los valores
	0.09	-	10.4		5.7	-		-	11.5	8.9		4.3	3.1	Desviación Estandar
	2.52	-	81.6		10.6	-		-	80.7	11.1		0.1	25.2	Valor Mínimo
	3.1	-	126		34.6	-		-	119.3	40.3		11.9	37.7	Valor Máximo
	65	0		39			0				14			Número total de ensayos
CL	2.71	2.59	109.3		16.7	-		-	106.5	17.7		10.3	25.1	Promedio de todos los valores
	0.05	0.13	5.5		2.9	-		-	7.8	5.1		7.6	7	Desviación Estandar
	2.56	2.42	90		6.4	-		-	85.6	11.6		0.9	8	Valor Mínimo
	2.87	2.75	121.4		29.2	-		-	118.7	35		23.8	33.8	Valor Máximo
	270	3		221			0				31			Número total de ensayos
MH	2.79	-	85.1		33.6	-		-	-	-		-	-	Promedio de todos los valores
	0.25	-	2.3		1.6	-		-	-	-		-	-	Desviación Estandar
	2.47	-	82.9		31.5	-		-	-	-		-	-	Valor Mínimo
	3.5	-	89		35.5	-		-	-	-		-	-	Valor Máximo
	10	0		5			0				0			Número total de ensayos
CH	2.73	-	95.3		25	-		-	93.6	25.7		11.5	16.8	Promedio de todos los valores
	0.06	-	6.6		5.4	-		-	8.1	5.7		7.4	7.2	Desviación Estandar
	2.51	-	82.3		16.6	-		-	79.3	17.9		1.5	4	Valor Mínimo
	2.89	-	107.3		41.8	-		-	104.9	35.3		21.5	27.5	Valor Máximo
	74	0		36			0				12			Número total de ensayos

⁵⁹ United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation, Design Of Small Dams, Pág 95-97 Denver, United States Government Printing Office USA, 1987



Al estar el material del depósito aluvial conformado por gravas, arenas, boleos y bloque de tamaño considerable, su comportamiento será de un material puramente friccionante, tal como una arena limpia (fina, media, gruesa), por lo que se puede asumir que el ángulo de fricción interna de este material es semejante al ángulo del material en reposo por lo que para nuestro caso asumiremos la cohesión nula, el ángulo de fricción $\Phi'=38^\circ$ y el peso específico $\gamma_{\text{sat}}= 20 \text{ kN/m}^3$.

2.2.4 Espaldones.

Los espaldones, al estar constituidas por rocas que son colocadas al volteo, para luego ser ubicadas con el fin de dar la pendiente final al talud, y sabiendo que al estar en contacto las rocas, las mismas que poseen superficies irregulares y sin la presencia de por medio de una matriz, éstas presentan una gran trabazón y por lo tanto, una elevada resistencia al cortante, con un comportamiento puramente friccionante.

El hecho de que las rocas que conforman el espaldón sean rocas del producto de voladuras y que como ya se había mencionado poseen superficies irregulares, éstas tendrán un ángulo de fricción mayor comparado con el depósito aluvial. Por esta razón hemos asignado un ángulo de fricción $\Phi=42^\circ$ y el peso específico $\gamma= 21 \text{ kN/m}^3$, valores utilizados por la experiencia internacional en la construcción de presas de tierra.

En la Foto 2-1 Ejecución de espaldón y Foto 2-2 Espaldón concluido, se muestran el espaldón en una presa de tierra.



UNIVERSIDAD DE CUENCA



Foto 2-1 Ejecución de espaldón⁶⁰



Foto 2-2 Espaldón concluido⁶¹

⁶⁰ United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation, Design Of Small Dams, Pág 261 Denver, United States Government Printing Office USA, 1987



UNIVERSIDAD DE CUENCA

2.2.5 Estrato rocoso.

La componente de la ataguía (núcleo de arcilla y espaldones de enrocamiento) y el cimiento (depósito aluvial) constituyen materiales sueltos donde el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb es aplicable. El macizo rocoso es un material compacto y denso donde el criterio de resistencia aplicable no es el Mohr-Coulomb, existiendo otros criterios que se ajustan mejor a este tipo de material, por ejemplo, Hoek y Brown.

Como el programa SLOPE/w analiza los factores de seguridad de taludes, suponiendo cualquier superficie de deslizamiento, en materiales sueltos (no rocosos), el mismo establece declarar como “bedrock” el material del cimiento constituido por el macizo rocoso, ya que éste tiene valores de resistencia al corte muy altos en comparación con los materiales sueltos. Por lo tanto, para nuestro análisis, no requerimos determinar las propiedades de resistencia cortante del macizo rocoso.

⁶¹ United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation, Design Of Small Dams, Pág 264 Denver, United States Government Printing Office USA, 1987



3 CAPITULO III RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE FILTRACIÓN Y ESTABILIDAD.

3.1 Ataguía aguas arriba

3.1.1 Aplicación del SEEP/w

Para calcular las filtraciones a través del núcleo de la ataguía y los materiales que constituyen la cimentación de ésta: aluvión y estrato rocoso fracturado, se hará uso del programa SEEP/w, analizando las siguientes alternativas de secciones transversales.

1. Ataguía sin pantalla contra filtraciones
2. Ataguía con pantalla contra filtraciones hasta la mitad del espesor del aluvión (Jet Grouting)
3. Ataguía con pantalla contra filtraciones hasta $\frac{3}{4}$ del espesor del aluvión (Jet Grouting)
4. Ataguía con pantalla contra filtraciones en todo el espesor del aluvión (Jet Grouting) y embebido 1 metro en el estrato rocoso fracturado.

Todas las variantes se han estudiado considerando las etapas, antes y después de la excavación para la construcción de la presa de Hormigón Compactado con Rodillo (HCR).

El propósito de definir las etapas, antes y después de la excavación tiene por objeto verificar la posición de la curva piezométrica en el talud de excavación propuesto por la consultora, para las diferentes profundidades de la pantalla contra filtraciones construidas con la técnica de Jet Grouting. Adicionalmente, el fin de esta investigación tiene también como objeto el determinar la estructura, que aplicando las técnicas de la ingeniería, sea la más económica, debido a que la construcción de una pantalla contra filtraciones a través de un



depósito aluvial genera una gran dificultad constructiva y un costo importante para el proyecto, afectado directamente a la rentabilidad de éste.

Es importante también considerar que durante el proceso de construcción de la presa de Hormigón Compactado con Rodillo, al ser este hormigón de asentamiento prácticamente nulo, no debe existir la presencia de agua en el mismo, que afecte el proceso constructivo, por lo que la estructura que conforma la ataguía debe garantizar la reducción del gasto de filtración. La colocación de bombas de achique eliminaría la presencia de agua durante la construcción.

Permeabilidades.

Para estos análisis de filtración se ha utilizado las permeabilidades calculadas y asumidas en el capítulo anterior de este trabajo, que se dan en la Tabla 3-1

Tabla 3-1 Permeabilidades de los diferentes materiales que intervienen en la sección transversal

Estrato a material	Permeabilidad k (m/s)
Arcilla del núcleo de la ataguía	1.00E-7
Depósito Aluvial	5.50E-5
Enrocado de los espaldones	1.00E3
Columnas de Jet Grouting	1.00E-7
Macizo rocoso	2.09E-6



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Las permeabilidades se han asumido que son igual en todas las direcciones por lo que $k_x=k_y$

Geometría.

El proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco plantea como sección transversal de la ataguía un núcleo central de arcilla y espaldones de enrocamiento, apoyadas en un cimiento de aluvión sobre el macizo rocoso fracturado.

Las dimensiones de la sección transversal, considerada como la más crítica, se muestran en el Plano denominado por la consultora como MIN-LO-PD-PRE-CIV-P-A-3001-B del Anexo 1.

Como la consultora no explica las razones por las cuales se considera dicha sección como la “crítica”, considerando la función de la ataguía, el proceso constructivo y el desvío del río a través del túnel, durante un período de 4.5 años período de construcción, nos parece demasiado conservador considerar el nivel de agua en el embalse en la posición que aparece en dicha sección. No obstante esta observación asumiremos dicha sección crítica en todo lo que sigue sobre filtración y estabilidad.

Para el estudio de las filtraciones a través de la ataguía y el cimiento mediante el uso del programa SEEP/w no hemos considerado los materiales que constituyen el filtro aguas abajo del núcleo, ni el recubrimiento del talud aguas arriba, ya que los mismos no influyen en el gasto de filtración por su pequeño espesor en comparación con los espesores del núcleo y los espaldones.

En este análisis también no se ha considerado el espaldón de enrocamiento, debido a que la diferencia de permeabilidad del mencionado componente de la ataguía respecto a la permeabilidad del núcleo compactado de arcilla, genera una serie de problemas numéricos dentro del programa SEEP/w,



UNIVERSIDAD DE CUENCA

razón por la cual, el instructivo del programa recomienda la no consideración de estas regiones para evitar los problemas antes mencionados y la generación de una curva piezométrica ajena a la realidad del problema.⁶²

Adicionalmente Joseph Bowles, en su libro "Physical and Geotechnical Properties of Soils", capítulo 9, epígrafe 9-5, segundo párrafo, página 286, expresa:

"Note that this idealized dam section may be the entire dam or only the relatively impermeable clay core used as the primary water barrier. If the shell surrounding the clay core has a k larger than the core (say, $(k\text{-shell} / k\text{-core}) > 100$), the flow boundary and phreatic surface will be about as shown as the energy drop in the shell will be negligible relative to the core".

Por las razones antes expuestas no hemos considerado, dentro del análisis de filtración el enrocamiento y el filtro de la ataguía.

La posición del punto "A" que se observa en el Plano MIN-LO-PD-PRE-CIV-P-A-3001-B, está fijada por el proyecto hidroeléctrico Minas-San Francisco – La Unión y por tanto, permanecerá invariable en el presente estudio, ya que el mismo depende de la ubicación de la presa de HCR

Condiciones de Borde.

Condición aguas arriba: Se ha establecido que la altura piezométrica sobre el estrato aluvial y la pared del núcleo de arcilla, tiene una altura igual a 54m.

Condición aguas abajo: Se han determinado que la cara aguas abajo del núcleo de la ataguía, así como la superficie libre del depósito aluvial y del macizo rocoso son potenciales caras de filtración.

⁶² Seepage Modeling with SEEP/W 2007 Version – An Engineering Methodology – Third Edition, March 2008 – GEO-SLOPE International Ltd.-Pág 28-29; 70-71



UNIVERSIDAD DE CUENCA

En los análisis de filtración se definen las condiciones de borde del problema, el adoptar la carga piezométrica total ($H = z + \frac{\mu}{\gamma_w}$, y $h = \frac{\mu}{\gamma_w}$) y el gasto Q. Sin embargo hay situaciones en las que ni H ni Q son conocidas, como son las superficies aguas abajo de una ataguía.

La presión de poro en una superficie de la filtración es cero, pero al programa no se le puede imponer esta condición, ya que el mismo, por un proceso iterativo lo determina.

Análisis en el SEEP/w

El programa SEEP/w determina la posición de la línea de corriente superior, el caudal de filtración a través de la ataguía y de los estratos permeables del cimiento (aluvión y macizo rocoso), así como otros parámetros importantes: velocidades, presiones y gradientes, a través de la técnica de elementos finitos.

A continuación se detallan los casos analizados de acuerdo a las cuatro variantes propuestas y se muestran los resultados del gasto de filtración por metro lineal de estructura, utilizando el programa SEEP/w.

Caso N° 1: Ataguía aguas arriba sin pantalla contra filtraciones por el cimiento y antes de la excavación.

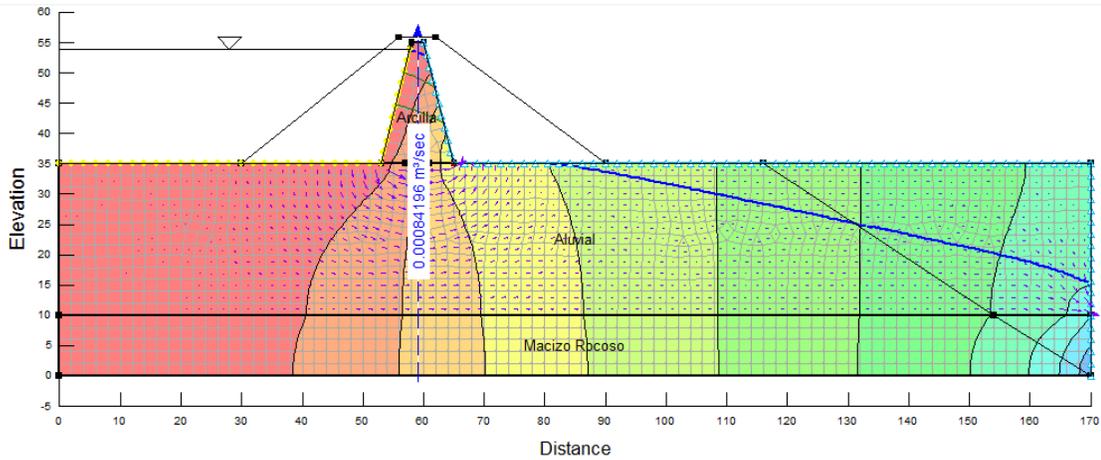


Figura 3-1 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 1

Gasto de filtración $q = 8.42E-4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Caso N° 2: Ataguía aguas arriba sin pantalla contra filtraciones por el cimientado y después de la excavación.

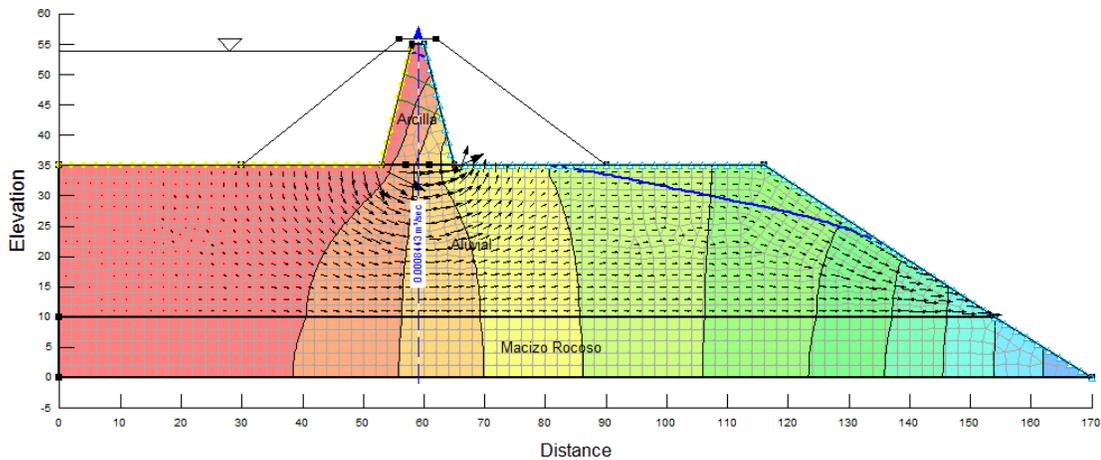


Figura 3-2 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 2

Gasto de filtración $q = 8.44E-4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.



Caso N° 3: Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtraciones hasta la mitad del espesor del estrato aluvial y antes de la excavación.

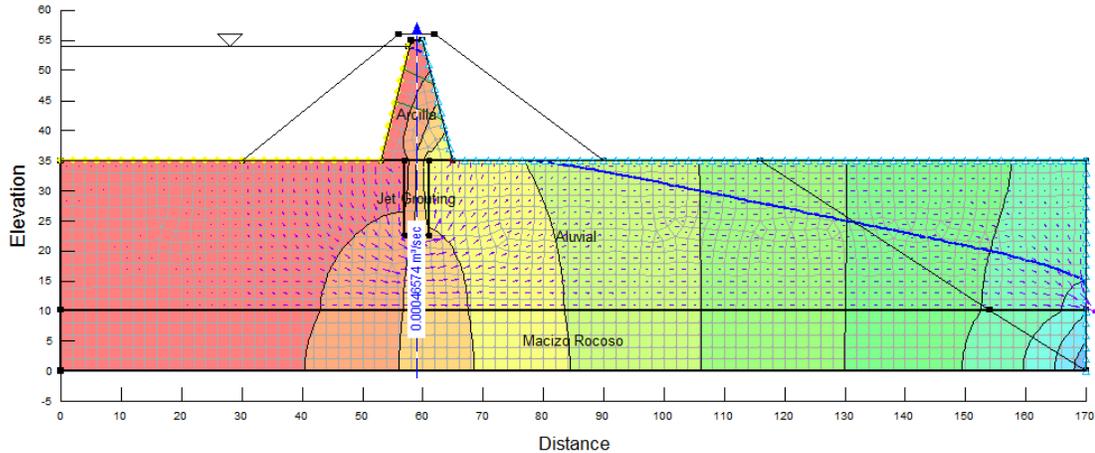


Figura 3-3 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 3

Gasto de filtración $q = 4.66E-4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Caso N° 4: Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtraciones hasta la mitad del espesor del estrato aluvial y después de la excavación.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

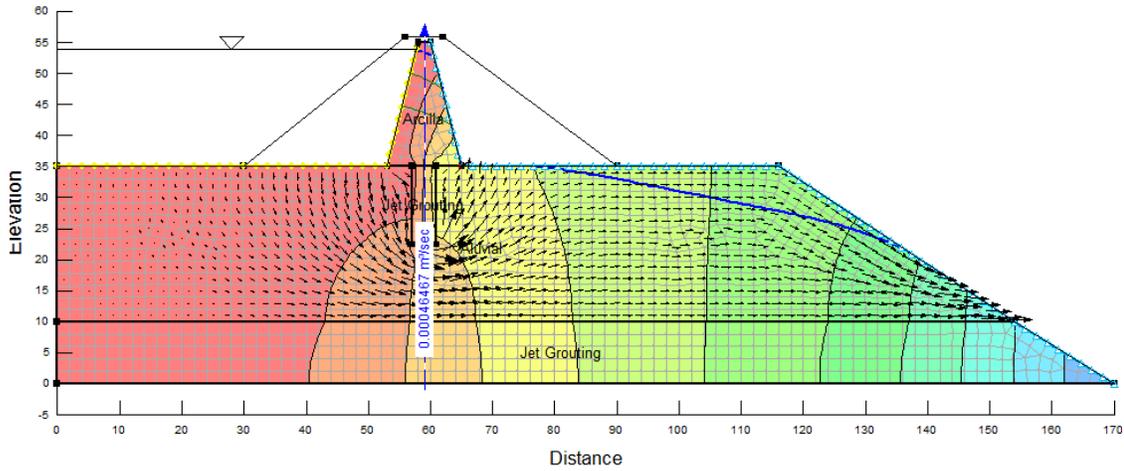


Figura 3-4 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 4

Gasto de filtración $q = 4.65E-4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Caso N° 5: Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtraciones hasta la profundidad de $\frac{3}{4}$ del espesor del estrato aluvial y antes de la excavación.

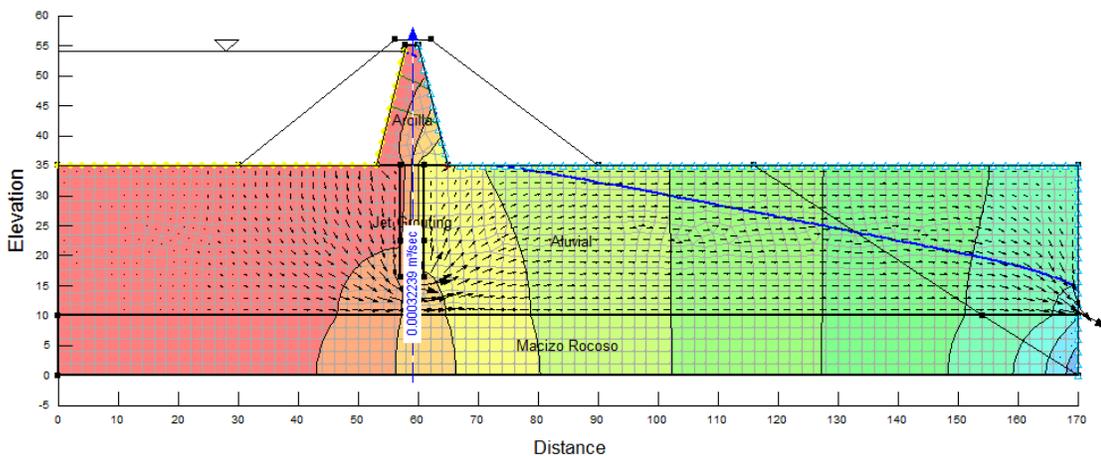


Figura 3-5 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 5



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Gasto de filtración $q = 3.22 \text{ E-4 m}^3/\text{s/m}$.

Caso N° 6: Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtraciones hasta la profundidad de $\frac{3}{4}$ del espesor del estrato aluvial y después de la excavación.

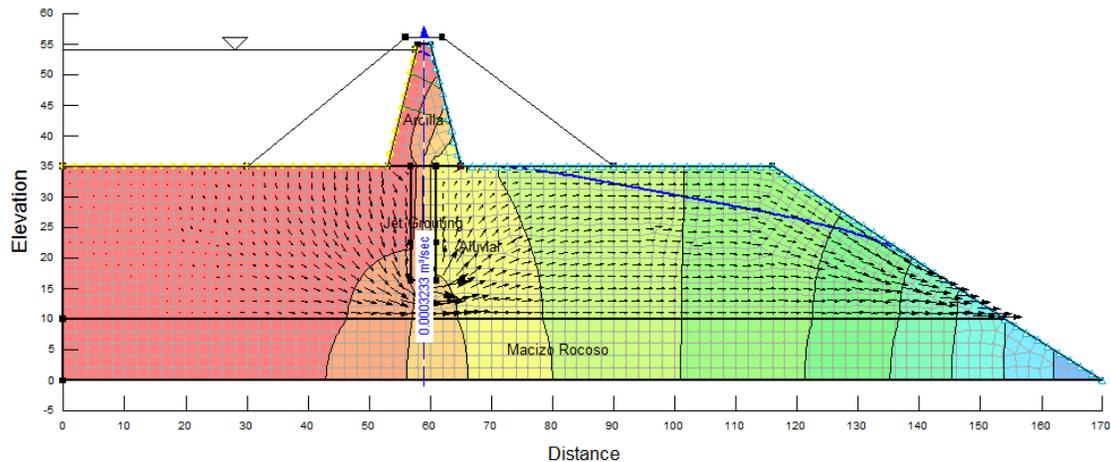


Figura 3-6 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 6

Gasto de filtración $q = 3.23\text{E-4 m}^3/\text{s/m}$.

Caso N° 7: Ataguía agua arriba con pantalla contra filtraciones en todo el espesor del estrato aluvial (hasta 1m dentro del estrato rocoso) antes de la excavación.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

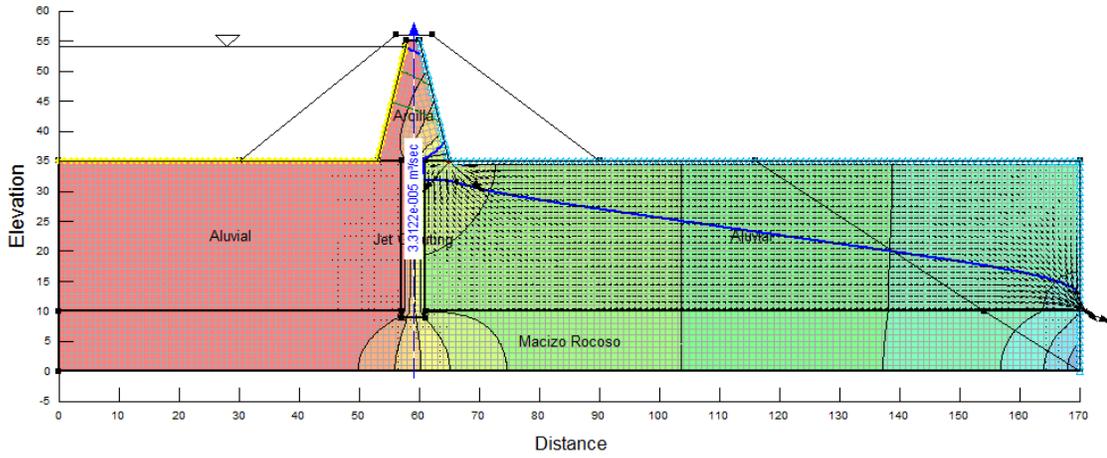


Figura 3-7 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del Caso N° 7

Gasto de filtración $q = 3.31E-5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Caso N° 8: Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtraciones en todo el espesor del estrato aluvial (hasta 1m dentro del estrato rocoso) después de la excavación.

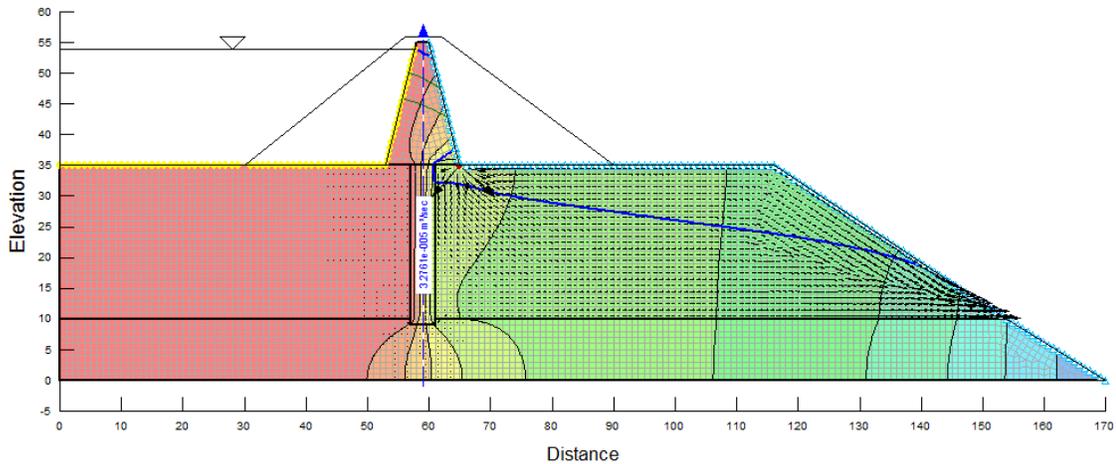


Figura 3-8 Resultado del gasto de filtración y posición de la curva piezométrica del caso N°8



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Gasto de filtración $q = 3.28E-5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

En la Tabla 3-2 se ha resumido, para todos los casos, el gasto de filtración, las coordenadas del punto de intersección de la línea piezométrica y el talud de la excavación.

Para el cálculo del gasto de filtración en toda la longitud de la ataguía hemos considerado una longitud de 120m.



Tabla 3-2 Resumen de los resultados del programa SEEP/w aplicado a los 8 casos analizados.

Casos	Descripción	Gasto	Diferencia Gasto	Posición de la LCS en el punto de Salida		Diferencia en altura cota de salida LCS	Gasto en toda la longitud de la ataguía.	Gasto en toda la longitud de la ataguía.	Profundidad de pantalla
				X (m)	y (m)				
#		m ³ /s/m	m ³ /s/m	X (m)	y (m)	ΔY (m)	m ³ /s	L/min	h (m)
1	Ataguía aguas arriba sin pantalla contra filtración por el cimientto y antes de la excavación	8.42E-04	-2.00E-06	130.77	25.27	3.54	0.101	6062.40	0.00
2	Ataguía aguas arriba sin pantalla contra filtración por el cimientto y después de la excavación	8.44E-04		136.25	21.73		0.101	6076.80	0.00
3	Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtración hasta la mitad del espesor del estrato de aluvión y antes de la excavación	4.66E-04	1.00E-06	131.66	24.70	3.53	0.056	3355.20	12.50
4	Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtración hasta la mitad del espesor del estrato de aluvión y después de la excavación	4.65E-04		137.00	21.17		0.056	3348.00	12.50
5	Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtración hasta la profundidad de 3/4 del espesor del estrato de aluvión y antes de la excavación	3.22E-04	-1.00E-06	132.86	23.90	3.55	0.039	2318.40	18.75
6	Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtración hasta la profundidad de 3/4 del espesor del estrato de aluvión y después de la excavación	3.23E-04		138.23	20.35		0.039	2325.60	18.75
7	Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtración en todo el espesor del estrato de aluvión (hasta 1m dentro del estrato rocoso y antes de la excavación	3.31E-05	3.00E-07	138.92	19.90	2.67	0.004	238.32	26.00
8	Ataguía aguas arriba con pantalla contra filtración en todo el espesor del estrato de aluvión (hasta 1m dentro del estrato rocoso y después de la excavación	3.28E-05		142.95	17.23		0.004	236.16	26.00



La variación de los gastos de filtración, antes y después de la excavación, se puede ver en la Figura 3-9

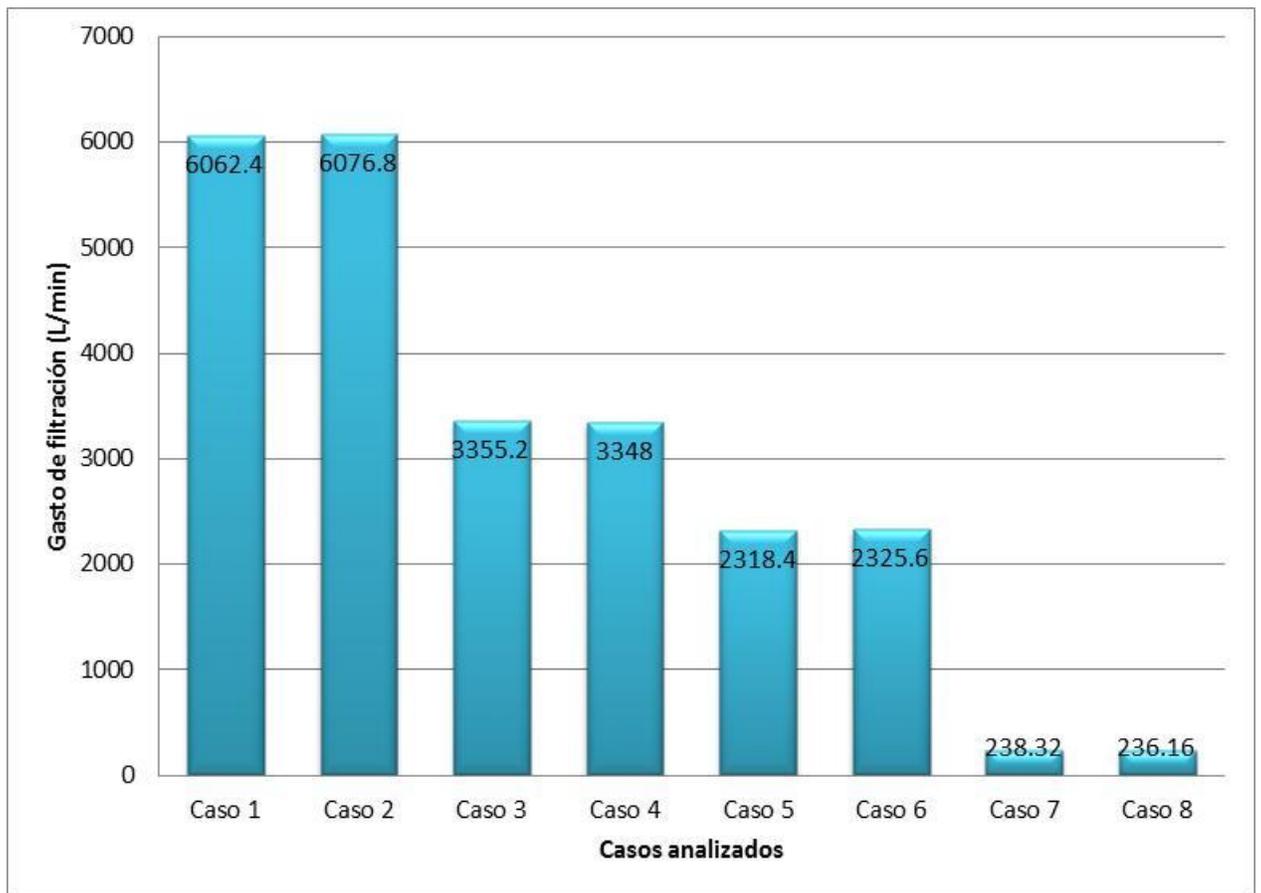


Figura 3-9 Comparación de los resultados del gasto de filtración en toda la longitud de la ataguía aguas arriba entre los 8 casos analizados.

La variación del gasto de filtración a través de la ataguía, con la implementación de la pantalla contra filtraciones a distintas profundidades, se puede observar en la Figura 3-10

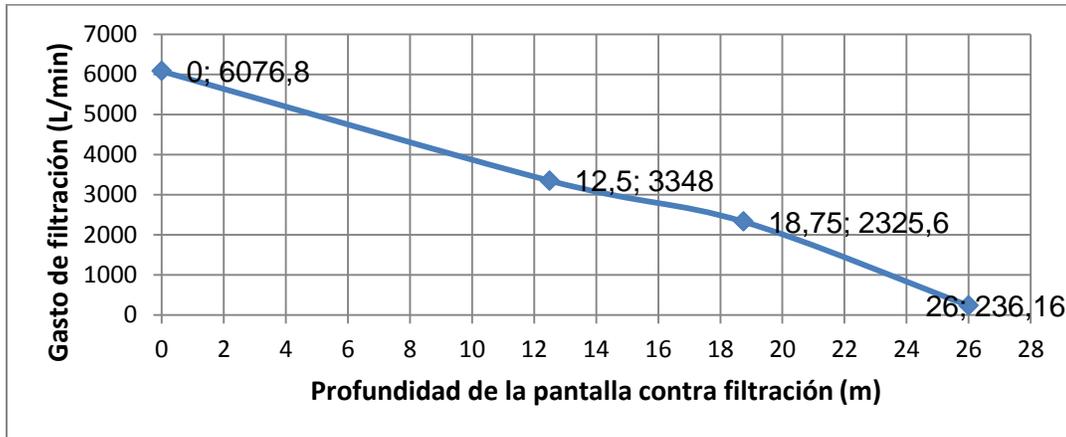


Figura 3-10 Variación del gasto de filtración en toda la longitud de la ataguía en la profundidad de la pantalla contra filtraciones (Jet Grouting), después de la excavación.

De los análisis anteriormente descritos podemos concluir que:

- La diferencia del gasto por filtración en toda la longitud de la ataguía aguas arriba, antes y después de realizar la excavación para la construcción de la presa de HCR, es insignificante para todos los casos analizados.
- La excavación genera un descenso de la línea piezométrica en todos los casos analizados. Por ello propondremos realizar la excavación escalonadamente.
- La decisión del Proyecto es construir una pantalla contra filtraciones de 2m de espesor mediante la inyección de cemento por el método de Jet Grouting, para reducir el gasto de filtración a través del aluvión.

De acuerdo a los análisis de filtración hechas con el programa SEEP/w y cuyos resultados se muestran en la Tabla 3-2 y Figura 3-10, podemos comparar la variación del gasto de filtración en función de la profundidad de la pantalla contra filtraciones, la que tiene un comportamiento lineal.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Si la profundidad de la pantalla contra filtraciones es $\frac{1}{2}$ de la profundidad del depósito aluvial, la reducción del gasto de filtración por metro lineal de ataguía, con relación al caso N° 2, después de la excavación, es $3.79E-4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

Si la profundidad de la pantalla contra filtraciones es $\frac{3}{4}$ de la profundidad del depósito aluvial, la reducción del gasto de filtración por metro lineal de ataguía, con relación al caso N° 2, después de la excavación, es $5.21E-4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Si se decide no construir la pantalla contra filtraciones a través del depósito aluvial (hasta 1 m dentro del estrato rocoso), se incrementa el gasto de filtración por metro lineal de ataguía, con relación al caso N° 2 después de la excavación, a $8.11E-4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

La construcción de la pantalla contra filtraciones en todo el espesor del depósito aluvial es significativa, en cuanto al decremento de los caudales de filtración.

En la Figura 3-7 y Figura 3-8, donde la pantalla contra filtraciones atraviesa por completo el depósito aluvial, se observa una curvatura diferente en la curva piezométrica a la salida del núcleo, que provoca un descenso de la misma en su trayectoria a través del depósito. Esto debe responder a fenómenos de succión (presiones negativas) en la unión del núcleo, el aluvial y la pantalla.

3.1.2 Aplicación del SLOPE /w

Como ya se mencionó, el estado de carga de la ataguía que nos ocupa es idéntico al estado de carga “operación” de una presa de tierra con núcleo de arcilla y espaldones de enrocamiento. En dicho estado de carga es obligatorio hacer, en el cálculo de estabilidad, un análisis en Tensiones Efectivas, lo que conlleva determinar la resistencia a cortante, de los materiales que constituyen la parte aguas abajo de la ataguía, mediante ensayos triaxiales



UNIVERSIDAD DE CUENCA

lentos en muestras saturadas y pronosticar las presiones de poro que provocan la inestabilidad (presiones hidrodinámicas)

En este caso es obligatorio analizar la estabilidad del talud aguas abajo que constituyen el talud de la propia ataguía y el talud de la excavación requerida para la construcción de la presa de HCR.

Para ello analizaremos las alternativas N° 1 y N° 4, estudiadas en el análisis de filtración con la excavación realizada, los que serían los casos N° 2 y 8 de dicho análisis, asumiendo como ya se dijo que la sección transversal “crítica”, es la dada en el Plano MIN-LO-PD-PRE-CIV-P-A-3001-B, del Anexo 1.

Aquí también no se considera los materiales que constituyen el filtro aguas abajo, ni el recubrimiento aguas arriba, ya que los mismos no contribuyen a la estabilidad de la sección de ataguía.

Además de los Casos N° 2 y 8, analizaremos en la alternativa N° 1, la estabilidad del talud de la excavación del depósito aluvial, para cuando se abata la curva piezométrica, mediante pozos de alivio colocados entre el pie del talud aguas abajo del espaldón y la cabeza de la excavación.

En conclusión, se analizará la estabilidad de 3 secciones transversales que identificaremos como Casos N° 9 al 11, dándole continuidad a los casos numerados en el estudio de la filtración.

Caso N° 9: Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, sin pantalla contra filtraciones.

Caso N° 10: Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, con pantalla total contra filtraciones. (hasta 1 m por dentro del estrato rocoso)



Caso N° 11: Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, sin pantalla contra filtraciones, pero con pozos de alivio para el abatimiento total de la curva piezométrica.

Los parámetros geotécnicos que se han asignado a los diferentes materiales son los que detallan a continuación en la Tabla 3-3

Tabla 3-3 Parámetros geotécnicos de los materiales que intervienen en la estabilidad del talud aguas abajo de la ataguía y su cimentación

Parámetros Geotécnicos	Materiales				Estrato Rocoso.
	Depósito Aluvial	Núcleo de Arcilla	Enrocado Espaldones	Pantalla Jet Grouting	
$\gamma_{sat} = \text{kN/m}^3$	20.0	19.0	21.0	20.0	Bedrock
$C' = \text{KPa}$	0.0	10.0	0.0	0.0	
$\Phi' = ^\circ$	34.0	25.0	42.0	38.0	

Como ya se declaró en el epígrafe 2.2.5, las propiedades de resistencia al corte del macizo rocoso no se requieren, ya que todos los círculos de falla “posibles” serían tangentes al mismo y en el programa SLOPE/w se declara como “bedrock”

El factor de seguridad mínimo que se asume como aceptable está regulado bajo normas. Armas Novoa y Horta Mestas en el libro de Presas de Tierra, hacen referencia a las Especificaciones de Diseño de Presas de Tierra en la República de Cuba, en donde se categorizan las presas de tierra en función del tipo de suelo de cimentación, la altura de la presa o ataguía y aspectos económicos, por lo que nos proporcionan la Tabla 3-4



Tabla 3-4 Categorización de la Presa o Ataguía⁶³

Categoría	Tipos de Suelo de la base	
	Rocoso	No rocoso
I	$h > 100$ m	$h > 50$ m
II	$50 < h \leq 100$	$25 < h \leq 50$
III	$20 < h \leq 50$	$15 < h \leq 25$
IV	$h \leq 50$	$h \leq 15$

De acuerdo a la categoría y las condiciones de trabajo, se establece el rango del factor de seguridad mínimo aceptable, según los mencionados autores recomiendan los siguientes valores resumidos en la Tabla 3-5

Jaime Suárez Díaz en su libro “DESLIZAMIENTOS: TÉCNICAS DE REMEDIACIÓN”, en el capítulo 1: Métodos de Manejo y Estabilización, hace

Tabla 3-5 Factores de seguridad mínimos⁶⁴

Condiciones de trabajo	Categorías			
	I	II	III	IV
Normales	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.20 - 1.10	1.15 - 1.10
Extraordinarias	1.15 - 1.10	1.15 - 1.10	1.10 - 1.05	1.05

referencia a los rangos del factor de seguridad que permiten los códigos en función del tipo de cargas (estáticas o dinámicas), pérdidas económicas y pérdida de vidas humanas.

En la Tabla 3-6 se presentan los diferentes factores de seguridad para algunos casos.

⁶³ Armas Novoa, Horta Mestas. - Presas de Tierra- Pág 211 ISPJAE 1987 La Habana Cuba.

⁶⁴ Armas Novoa, Horta Mestas. - Presas de Tierra- Pág 211 ISPJAE 1987 La Habana Cuba.



Tabla 3-6 Criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes⁶⁵

Caso	Factor de Seguridad para Cargas Estáticas	Factor de Seguridad para Cargas Dinámicas Kh = 0.5 A
Pérdida de vidas humanas al fallar el talud.	1.5	1.2
Pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes.	1.3	1.15
Pérdidas económicas no muy importantes.	1.2	1.1
La falla del talud no causa daños.	1.1	1.0

Adicionalmente en el documento MIN-LO-PD-GEN-GEN-I-A-0000_I del Estudio de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco, denominado “Bases, Normas y Criterios de Diseño Definitivo” se manifiesta que “Los factores de seguridad para el análisis de estabilidad de taludes serán los siguientes:

FS = 1,5 para condiciones normales de operación

FS = 1,1 Para acciones extremas (sismo, nivel máximo de crecida)”.

En el presente análisis de estabilidad de taludes de la ataguía y ésta al ser una estructura temporal sometida a condiciones extremas de nivel máximo de creciente, aceptaremos un factor de seguridad mínimo de 1.2

⁶⁵ Suarez Díaz – Deslizamientos Vol II – Técnicas de Remediación - Pág 3 – Universidad Industrial de Santander-Colombia.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Caso 9: Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación sin pantalla contra filtraciones.

Análisis considerando la curva piezométrica saliendo al talud de la excavación, **talud 1:1.5**

Los factores de seguridad mínimos calculados por los métodos de Bishop, Fellenius y Janbu son los siguientes:

Talud de Excavación		
1:1.5		
Bishop	Ordinario	Janbu
0.321	0.308	0.314

Como se puede observar, los factores de seguridad mínimo son inestables, o sea, menor que 1, y por tanto, el talud de la excavación 1:1.5 es inaceptable en esta condición

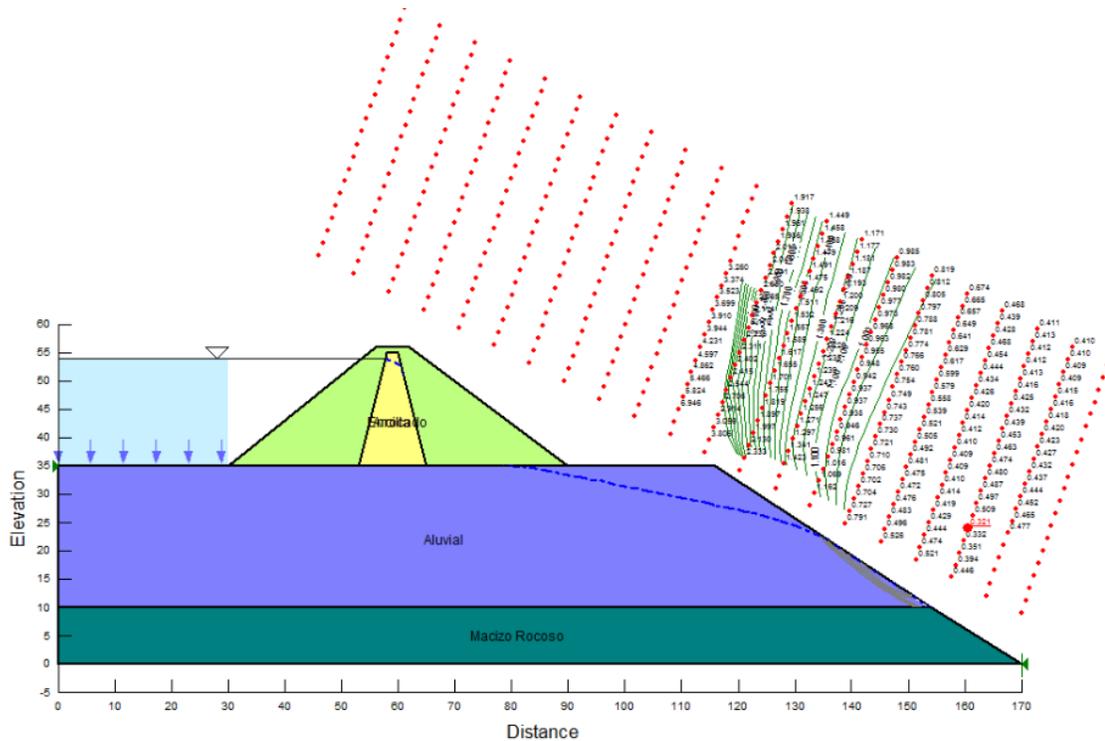


Figura 3-11 Resultado del Caso N° 9 considerando talud de la excavación 1:1.5 (Falla local)

Como estos factores de seguridad mínimo corresponden a fallas locales, como se observa en la Figura 3-11, analizaremos cuál es el factor de seguridad menor correspondiente a un fallo general

El factor de seguridad menor que corresponde a una falla general, según el criterio de Bishop, es 0.574, por lo que el talud sigue siendo inestable y por tanto inaceptable.

Conclusión: Para que el **Caso N° 9** sea aceptado, habría que cambiar la pendiente del talud de la excavación que garantizara un factor de seguridad mínimo mayor que 1.2, como establece el proyecto.

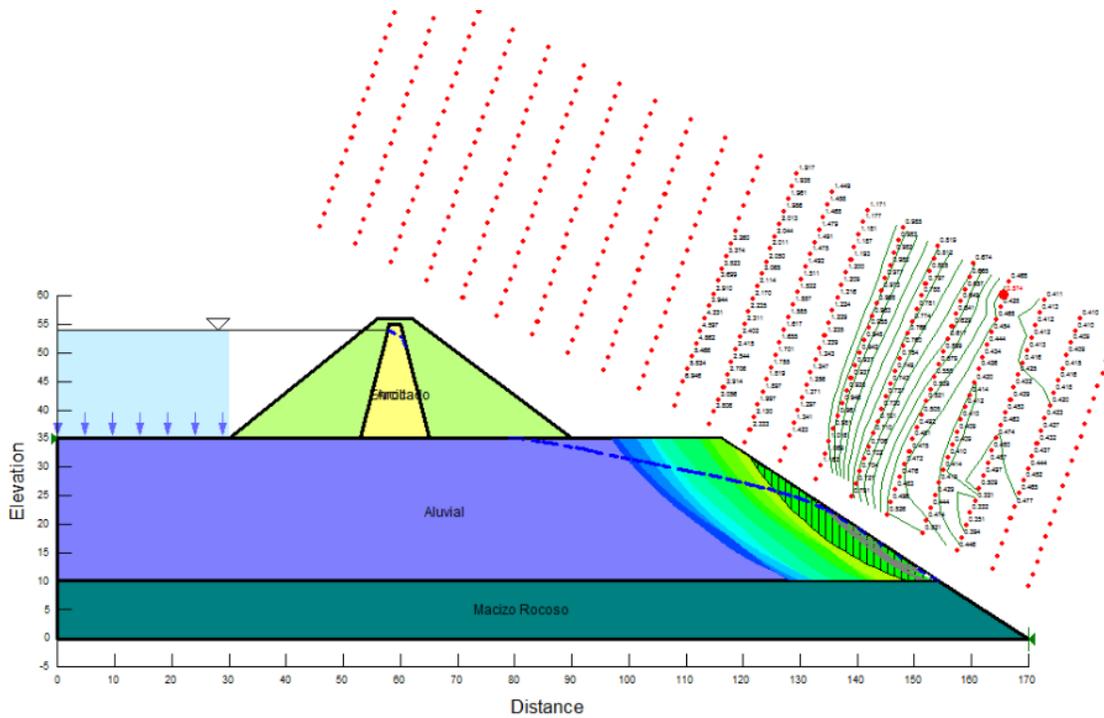


Figura 3-12 Resultados del Caso N° 9, considerando talud de excavación 1:1.5 (Falla General)

Analizaremos el **Caso N° 9** con una pendiente de excavación de **1:1.75**

Los factores de seguridad mínimos calculados por los métodos de Bishop, Fellenius y Janbu son los siguientes:

Talud de Excavación		
1:1.75		
Bishop	Ordinario	Janbu
0.468	0.389	0.472



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Como se observa, los factores de seguridad mínimo son inestables (<1) y por tanto, el talud de la excavación de 1:1.75 es inaceptable, en esta condición.

Como estos factores de seguridad mínimo corresponden a fallas locales, como se observa en la Figura 3-13, analizaremos cuál es el factor de seguridad menor, correspondiente a un fallo general.

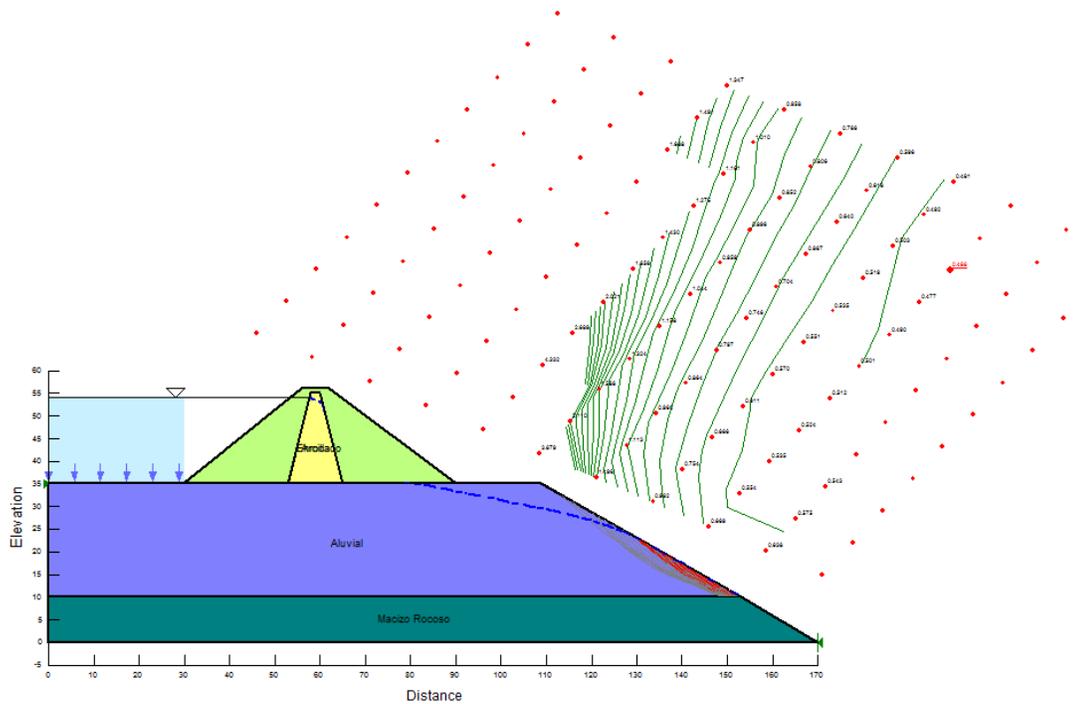


Figura 3-13 Resultados del caso N° 9, considerando un talud de excavación 1:1.75 (Falla Local)

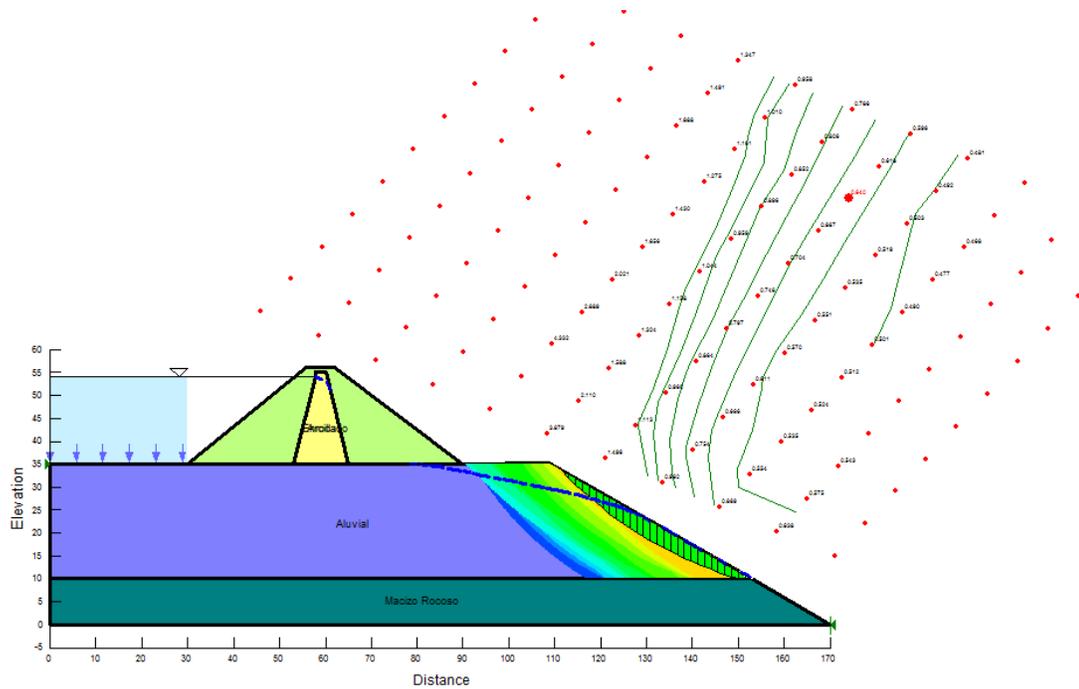


Figura 3-14 Resultados del Caso N° 9 considerando un talud de excavación 1:1.75 (Falla General)

El factor de seguridad menor que corresponde a una falla general, según el criterio de Bishop, es 0.640, por lo que el talud sigue siendo inestable y por tanto inaceptable.

Analizaremos pues el **Caso N° 9** con una pendiente de excavación de **1:2**

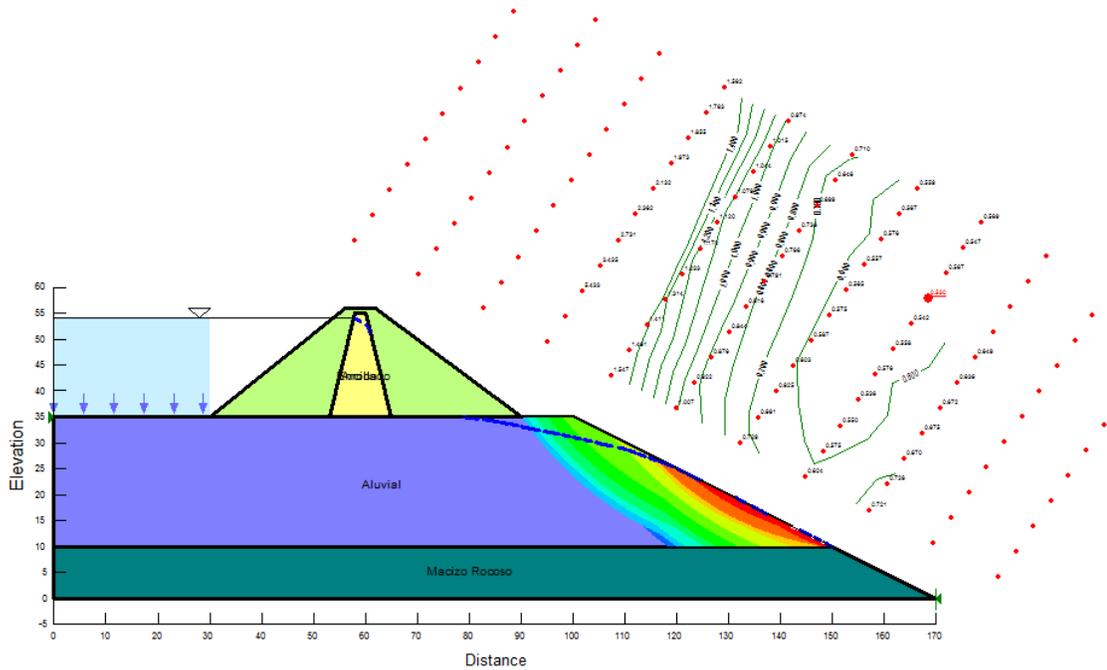


Figura 3-15 Resultados del Caso N° 9, considerando talud de la excavación 1:2 (Falla Local)

Los factores de seguridad mínimos calculados por los métodos de Bishop, Fellenius y Janbu son los siguientes:

Talud de Excavación		
1:2		
Bishop	Ordinario	Janbu
0.530	0.524	0.526

Como se puede observar, los factores de seguridad mínimo son inestables, o sea, menor que 1 y por tanto, el talud de la excavación 1:2 es inaceptable, en esta condición.



Como estos factores de seguridad mínimo corresponden a fallas locales, como se observa en la Figura 3-15, analizaremos cuál es el factor de seguridad menor correspondiente a una falla general.

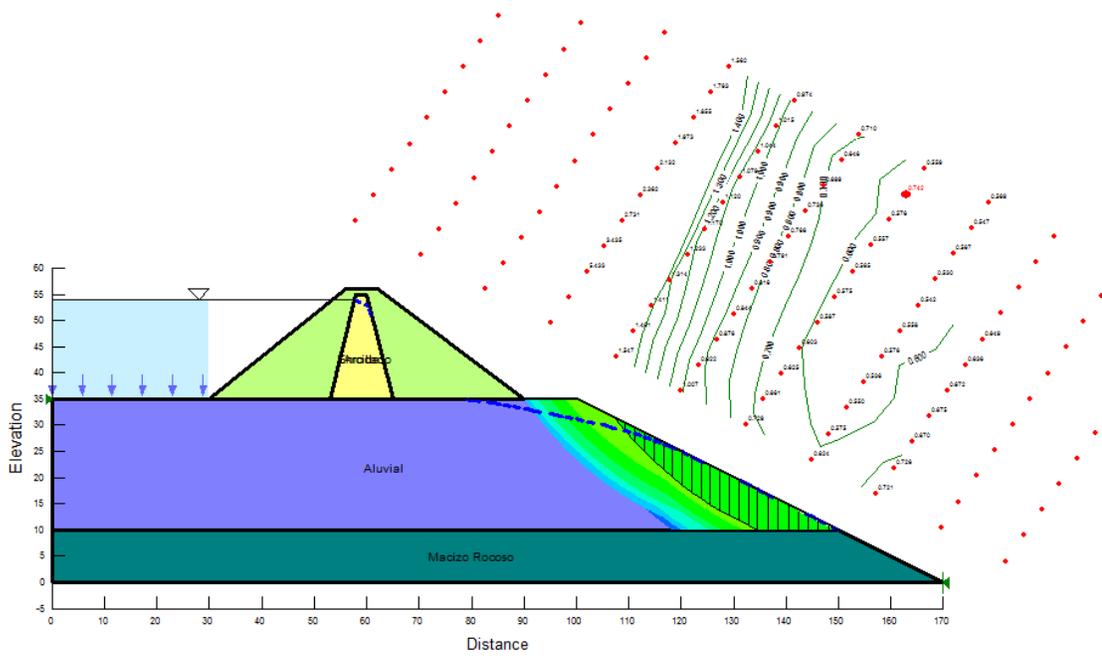


Figura 3-16 Resultado del Caso N° 9, considerando talud de excavación 1:2 (Falla General)

El factor de seguridad menor que corresponde a una falla general, según el criterio de Bishop, es 0.742, por lo que el talud sigue siendo inestable y por tanto, inaceptable.

Conclusión:

En el **Caso N° 9**: Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, sin pantalla contra filtraciones, no cumple con la estabilidad del talud de la excavación, aún para



UNIVERSIDAD DE CUENCA

taludes 1:2, que son los de menor pendiente a considerar en el proyecto, por dos razones: constructivas y económicas.

1. Pendientes menores a 1:2 son inadmisibles constructivamente, ya que la corona del talud de la excavación se acerca al pie del talud del espaldón y no deja espacio para las maniobras de los equipos de movimiento de tierra.
2. Pendientes menores a 1:2 son inadmisibles económicamente, ya que incrementa los volúmenes de excavación excesivamente.

Caso N° 10: Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, con pantalla total contra filtraciones (hasta 1m dentro del estrato rocoso).

Análisis considerando la curva piezométrica saliendo al talud de la excavación, talud **1:1.5**

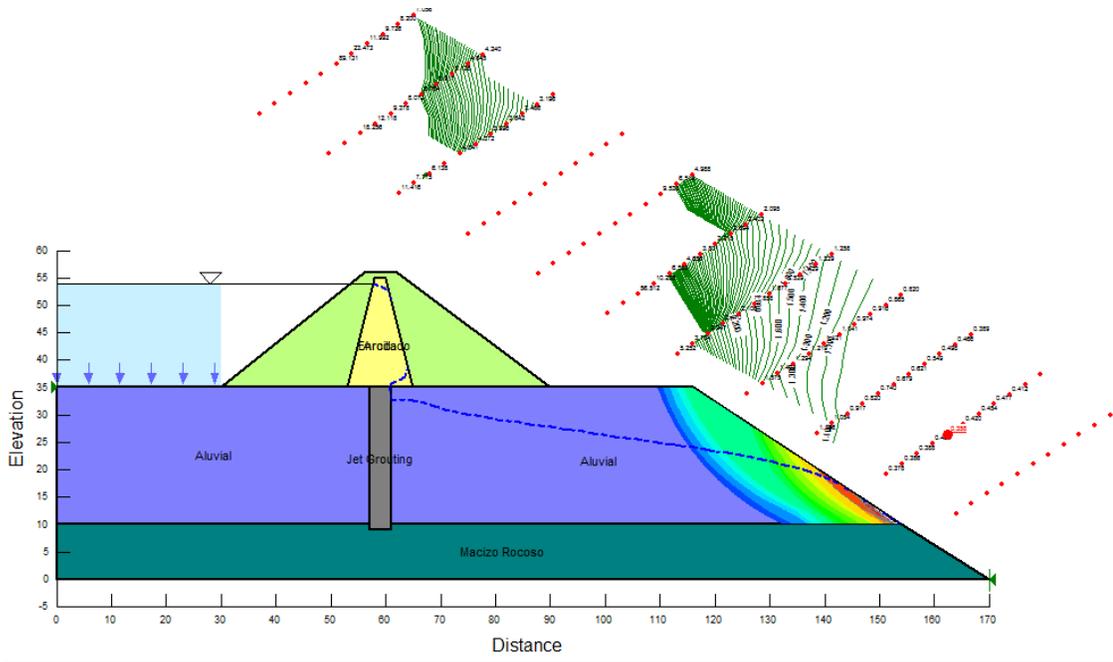


Figura 3-17 Resultado del Caso N° 10, considerando talud de la excavación 1:1.5 (Falla Local)

Los factores de seguridad mínimos calculados por los métodos de Bishop, Fellenius y Janbu son los siguientes:

Talud de Excavación		
1:1.5		
Bishop	Ordinario	Janbu
0.358	0.300	0.354

Como se puede observar, los factores de seguridad mínimo son inestables, o sea, menor que 1, y por tanto, el talud de la excavación 1:1.5 es inaceptable en esta condición.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Como estos factores de seguridad mínimo corresponden a fallas locales, como se observa en la Figura 3-17, analizaremos cual es el factor de seguridad menor correspondiente a, un fallo general

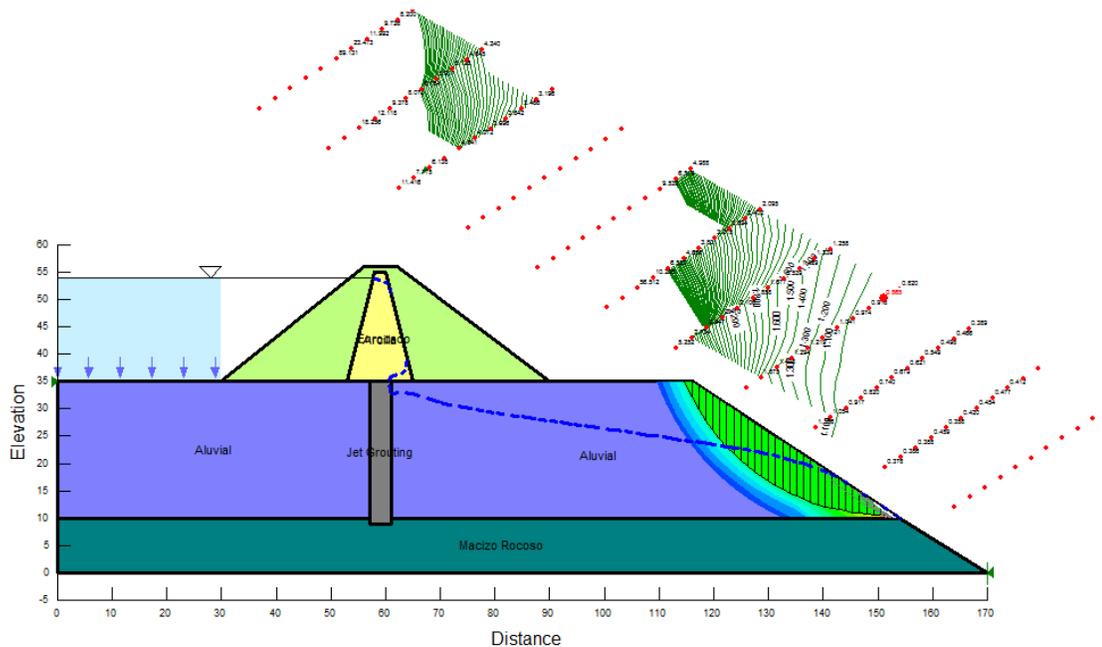


Figura 3-18 Resultados del Caso N° 10, considerando talud de excavación 1:1.5 (Falla General)

El factor de seguridad menor que corresponde a una falla general, según el criterio de Bishop, es 0.865, por lo que el talud sigue siendo inestable y por tanto inaceptable.

Analizaremos el **Caso N° 10** con una pendiente de la excavación de **1:1.75**

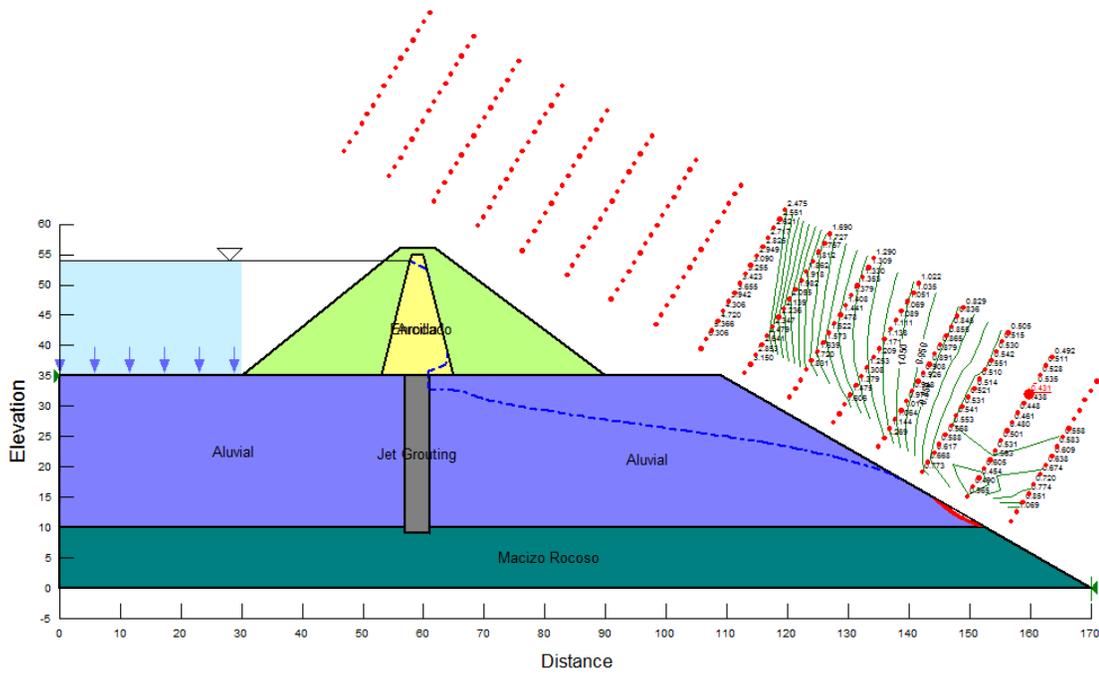


Figura 3-19 Resultados del Caso N° 10, considerando un talud de excavación 1:1.75 (Falla Local)

Los factores de seguridad mínimos calculados por los métodos de Bishop, Fellenius y Janbu, son los siguientes:

Talud de Excavación		
1:1.75		
Bishop	Ordinario	Janbu
0.431	0.422	0.425

Como se observa, los factores de seguridad mínimo son inestables, (<1) y por tanto, el talud de la excavación de 1:1.75 es inaceptable, en esta condición.



Con estos factores de seguridad mínimo corresponde a fallas locales, como se observa en la Figura 3-19, analizaremos cuál es el factor de seguridad menor, correspondiente a una falla general.

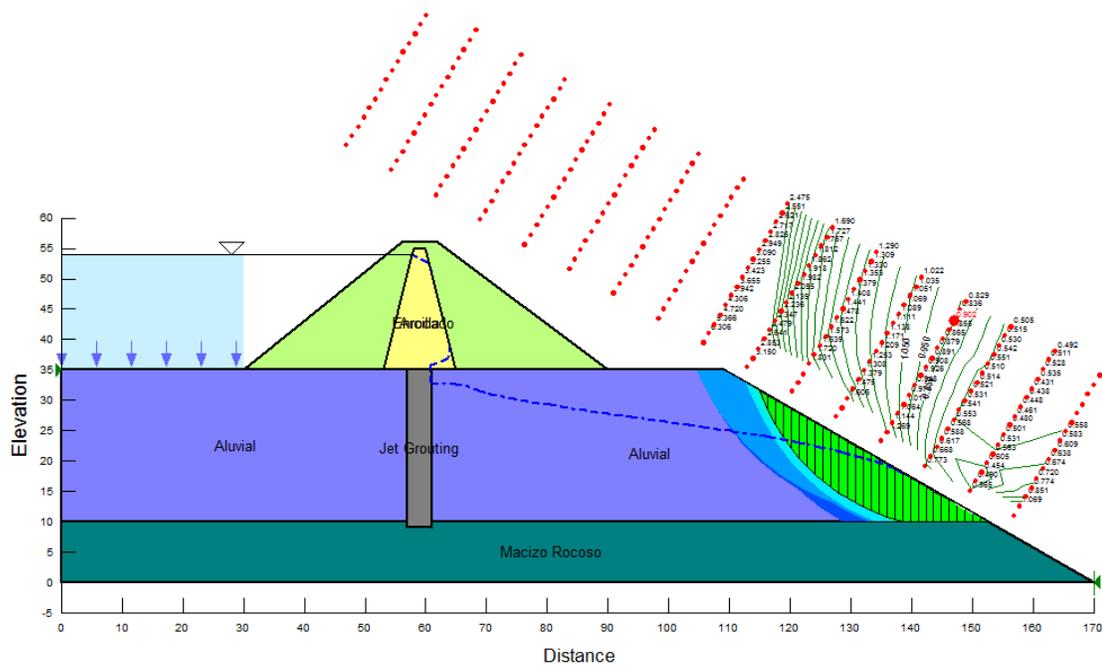


Figura 3-20 Resultados del Caso N° 10, considerando un talud de excavación 1:1.75 (Falla General)

El factor de seguridad menor que corresponde a una falla general según el criterio de Bishop, es 0.902, por lo que el talud sigue siendo inestable y por tanto, inaceptable.

Analizaremos el **Caso N° 10** con una pendiente de la excavación de **1:2**

Los factores de seguridad mínimos calculados por los métodos de Bishop, Fellenius y Janbu, son los siguientes:

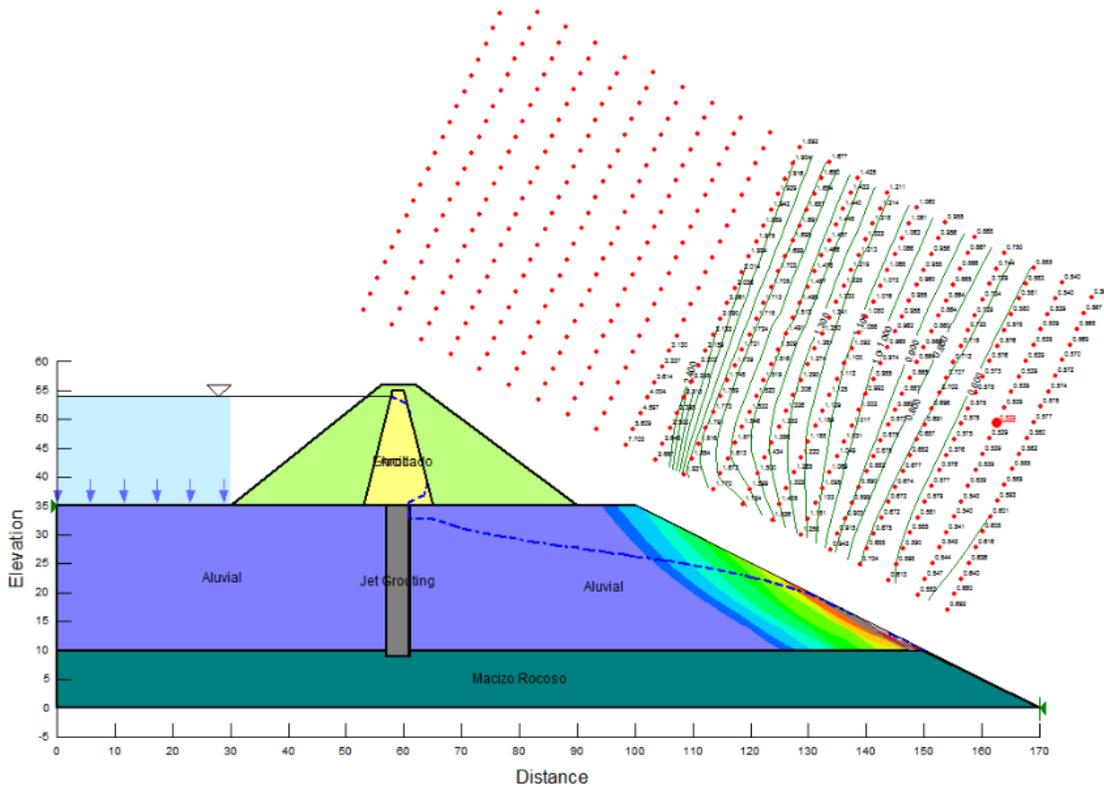


Figura 3-21 Resultados del Caso 10, considerando talud de la excavación 1:2 (Falla Local)

Talud de Excavación		
1:2		
Bishop	Ordinario	Janbu
0.539	0.531	0.534

Como se puede observar, los factores de seguridad mínimo son inestables, o sea, menor que 1, y por tanto, el talud de la excavación 1:2 es inaceptable en esta condición.



Como estos factores de seguridad mínimo corresponden a fallas locales, como se observa en la Figura 3-21, analizaremos cual es el factor de seguridad menor, correspondiente a un fallo general

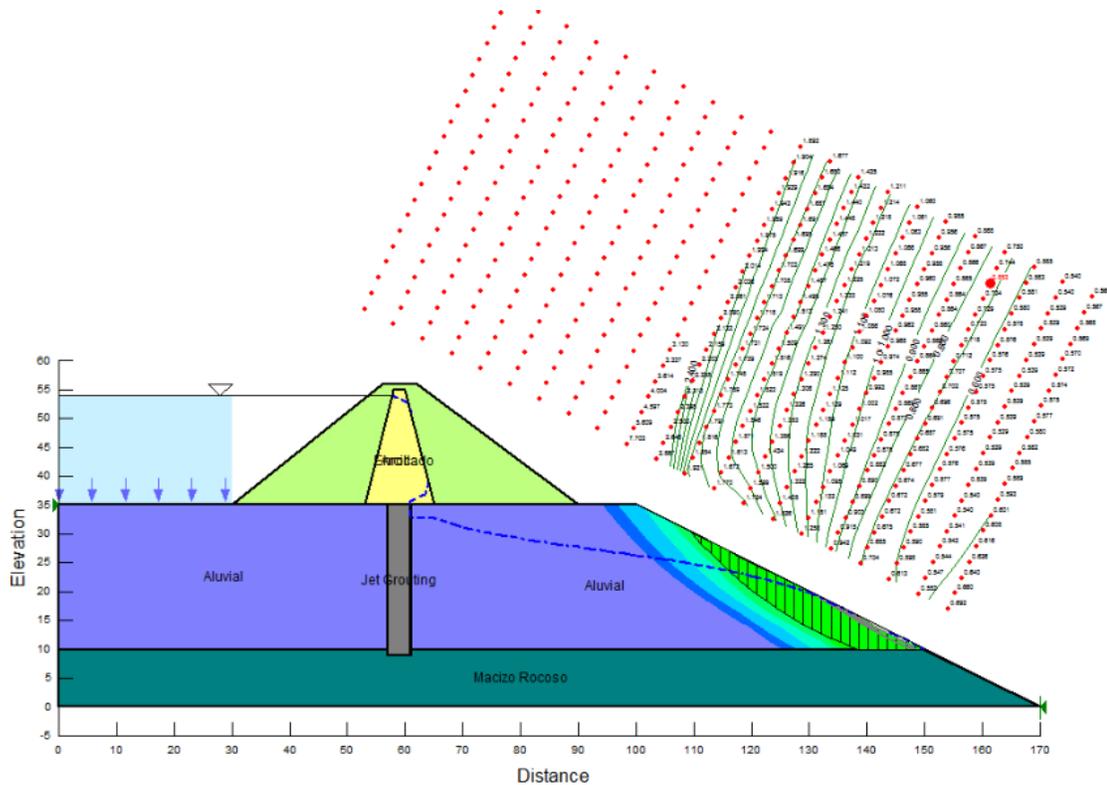


Figura 3-22 Resultado del Caso N° 10, considerando talud de excavación 1:2 (Falla General)

El factor de seguridad menor que corresponde a una falla general según el criterio de Bishop, es 0.853, por lo que el talud es inestable y por tanto inaceptable.

Conclusión:

El **Caso N° 10**: Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, con pantalla total contra filtraciones



UNIVERSIDAD DE CUENCA

(hasta 1m dentro del estrato rocoso), al igual que el **Caso N° 9**, no cumplen con la estabilidad del talud de la excavación, aún para taludes 1:2, que son los de menor pendiente a considerar en el proyecto, por las dos razones, constructivas y económicas, señaladas anteriormente.

De acuerdo a los resultados obtenidos de la estabilidad de taludes aguas abajo, la construcción de una pantalla contra filtraciones total (hasta 1m dentro del estrato rocoso) no satisfacen la estabilidad de la sección transversal de la ataguía propuesta por el proyecto, al igual que la sección transversal de ataguía propuesta por el proyecto, sin pantalla contra filtraciones.

Como ambas secciones transversales, sin y con pantalla total contra filtraciones, son inaceptables por no cumplir los factores de seguridad mínimo, mayor que 1:2 (de acuerdo a lo normado en el proyecto), se requiere plantear otra condición de flujo, ya que éste es el causante de la inestabilidad, al reducir el factor de seguridad.

Por ello, proponemos analizar la estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, considerando la construcción de una batería de pozos de alivio, entre el pie del talud del espaldón de la ataguía y la cabeza de la excavación, que provoquen el abatimiento total de la curva piezométrica, lo que conlleva a considerar, en el cálculo del factor de seguridad, que no hay flujo de filtración actuando sobre el talud de la excavación.

Ante esta propuesta de solución necesaria, de pozos de alivio no tiene sentido analizar secciones con pantalla contra filtraciones y analizaremos la sección transversal propuesta por el proyecto, sin pantalla contra filtraciones, para ver si con ello se garantiza la



UNIVERSIDAD DE CUENCA

estabilidad de los taludes aguas abajo, del talud de la ataguía y la excavación (ver Caso N° 11)

Caso N° 11: Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, sin pantalla contra filtraciones, pero con pozos de alivio para el abatimiento total de la curva piezométrica.

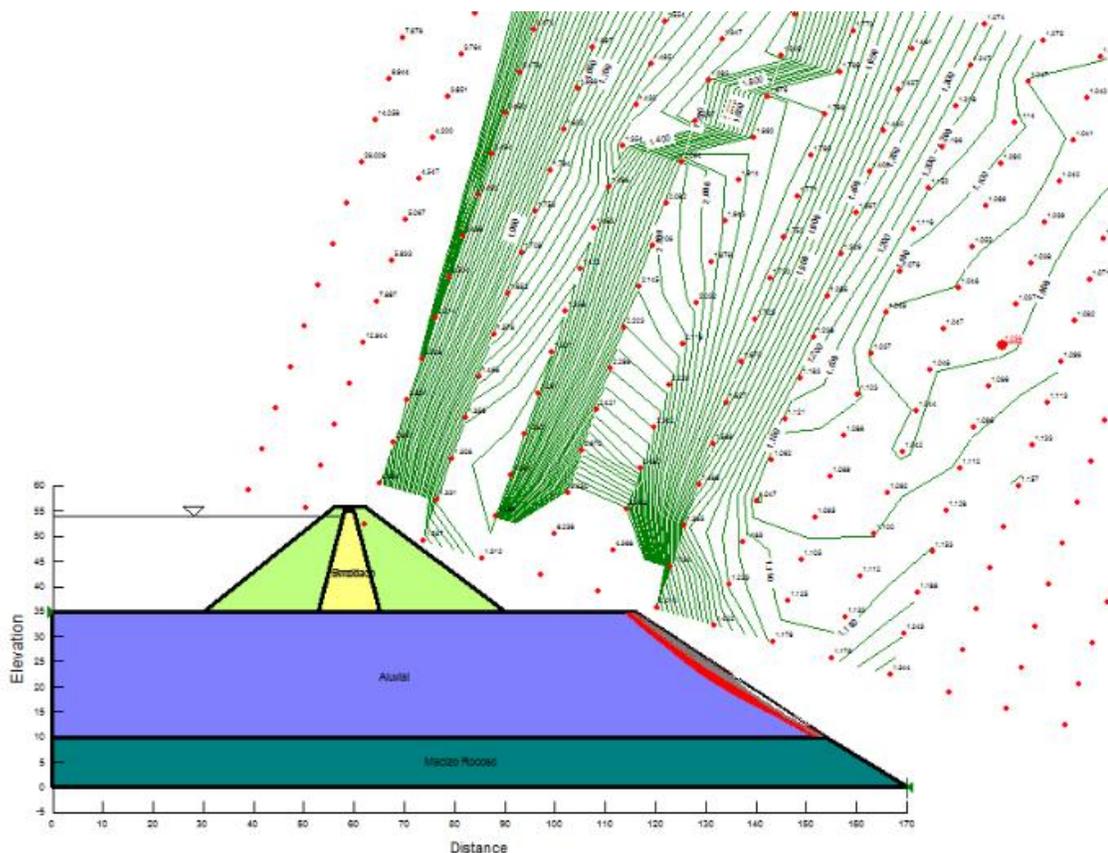


Figura 3-23 Resultados del Caso N° 11, considerando talud de la excavación 1:1.5 (Falla Local)

Los factores de seguridad mínimos calculados por los métodos de Bishop, Fellenius y Janbu son los siguientes:

René Fernando Álvarez Ordóñez



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Talud de Excavación		
1:1.5		
Bishop	Ordinario	Janbu
1.036	1.029	1.029

Como se observa, los factores de seguridad mínimo son inseguros, o sea, menores que 1.2, y por tanto, el talud de excavación 1:1.5 es inaceptable en esta condición.

Como estos factores de seguridad mínimo corresponden a fallas locales, como se observa en la Figura 3-23, analizaremos cual es el factor de seguridad menor, correspondiente a un fallo general.

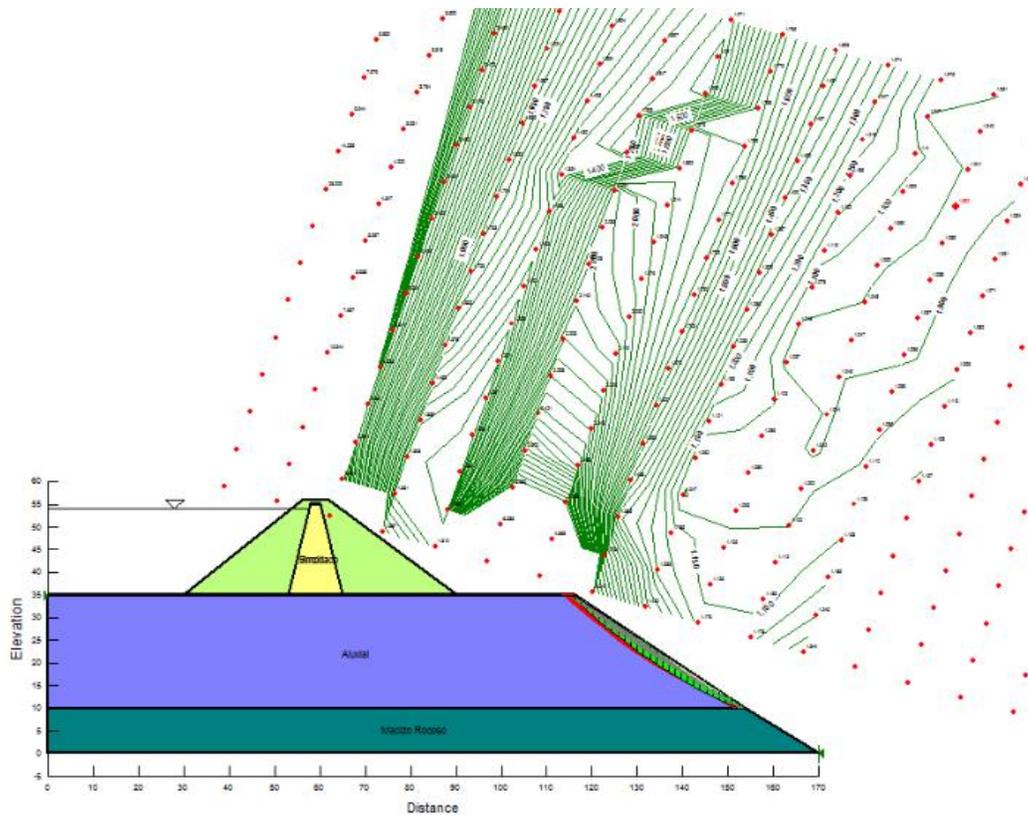


Figura 3-24 Resultados del Caso N° 11, considerando talud de excavación 1:1.5 (Falla General)

El factor de seguridad menor que corresponde a una falla general, según el criterio de Bishop, es 1.062, el talud es estable pero no seguro y por tanto, inaceptable.

Analizaremos el **Caso N° 11** con una pendiente de excavación de **1:1.75**

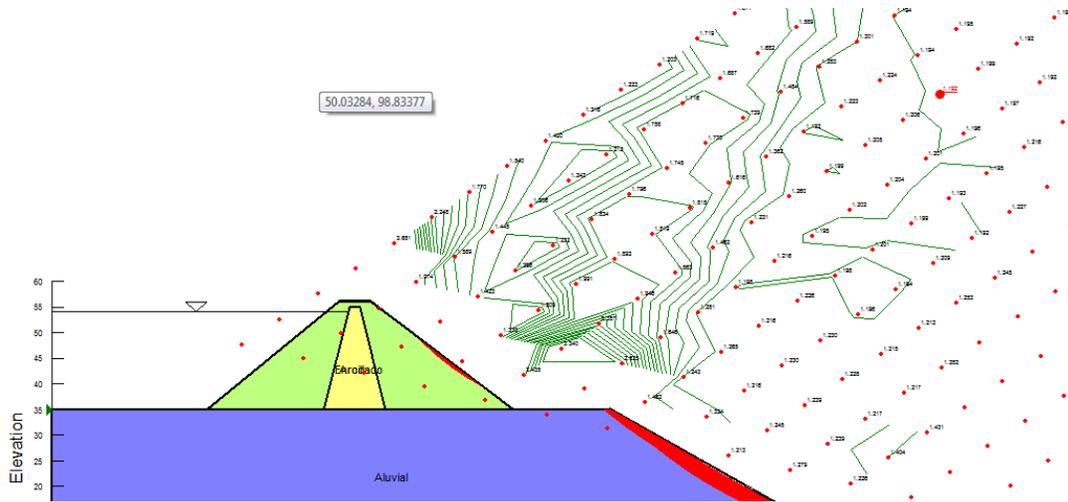


Figura 3-25 Resultados del Caso N° 11, considerando un talud 1:1.75 (Falla Local)

Los factores de seguridad mínimos calculados por los métodos de Bishop, Fellenius y Janbu, son los siguientes:

Talud de Excavación		
1:1.75		
Bishop	Ordinario	Janbu
1.195	1.192	1.192

Como se puede observar, los factores de seguridad mínimo son estables y casi seguro ($1.19 \approx 1.2$), para los tres métodos de estabilidad de taludes aplicado.

Como estos factores de seguridad mínimo corresponden a fallas locales (reparables), como se observa en la Figura 3-25, analizaremos, cual es el factor de seguridad menor correspondiente a un fallo general, considerando el talud de la excavación **1:1.75**

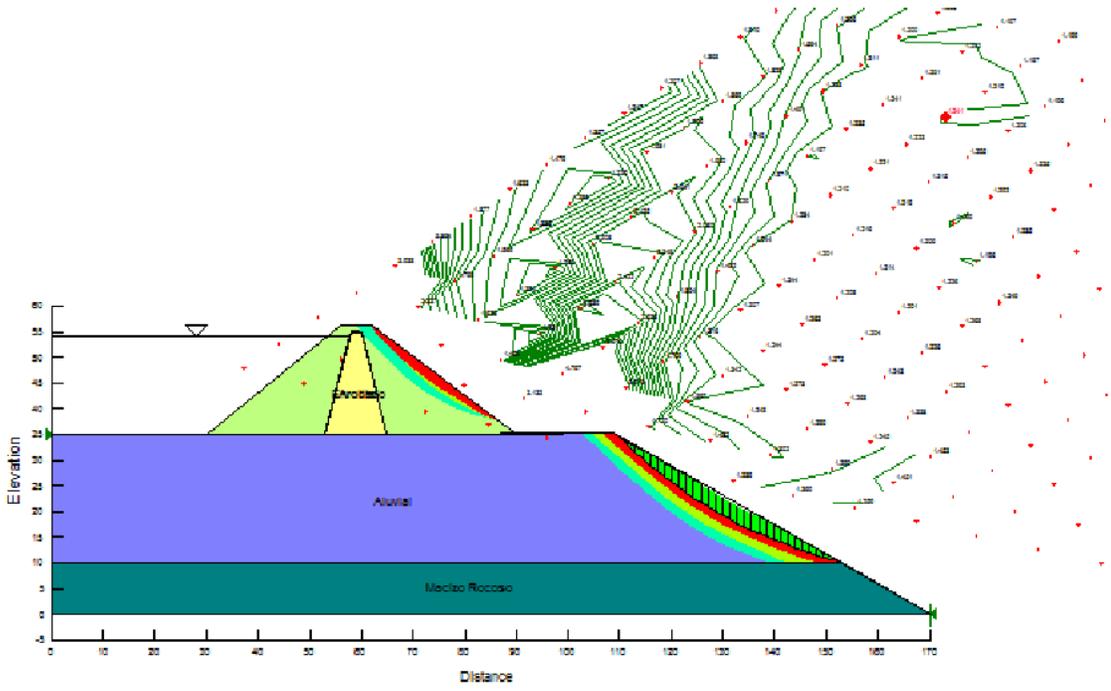


Figura 3-26 Resultados del Caso N° 11, considerando talud de excavación 1:1.75 (Falla General)

El factor de seguridad menor que corresponde a una falla general, según el criterio de Bishop, es 1.241, por lo que el talud es estable y seguro para un talud de excavación 1:1.75

Conclusión:

El **Caso N° 11**: Estabilidad aguas abajo de la ataguía y de la excavación, sin pantalla contra filtraciones, pero con pozos de alivio para el abatimiento total de la curva piezométrica, considerando taludes de la excavación 1:1.75, proporciona factores de seguridad mínimo ante falla local, de $1.19 \approx 1.2$ y ante falla general, de $1.24 > 1.2$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Por lo tanto, en las condiciones antes descritas, el talud de la excavación que garantiza la estabilidad, de la forma más económica (menor pendiente), es el talud **1:1.75**.

En la Tabla 3-7 se ha resumido, para todos los casos, el factor de seguridad de los taludes según las pendientes de la excavación.

Tabla 3-7 Resumen de Factores de Seguridad de las diferentes pendientes de los taludes

Descripción	Talud					
	1:1.5		1:1.75		1:2	
	Falla Local	Falla General	Falla Local	Falla General	Falla Local	Falla General
Caso N° 9 Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, sin pantalla contra filtraciones	0.321	0.574	0.468	0.640	0.530	0.742
Caso N° 10 Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, con pantalla total contra filtraciones. (hasta 1 m por dentro del estrato rocoso)	0.358	0.865	0.431	0.902	0.539	0.853
Caso N° 11 Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y de la excavación, sin pantalla contra filtraciones, pero con pozos de alivio para el abatimiento total de la curva piezométrica.	1.036	1.062	1.195	1.241		

TALUD PROPUESTO PARA LA EXCAVACIÓN

Para hacer la excavación del aluvial y el macizo rocoso, de altura 35 m, en la práctica se diseñan bermas para facilitar el proceso constructivo del movimiento de tierras y conformar taludes lo más empinado posible entre bermas. Este talud, conformado por bermas, tiene el objetivo de disminuir la erosión del agua de lluvia que se originaría en un talud continuo de 35 m de altura.

Las bermas funcionarían como disipador de energía que escurra el agua de lluvia por el talud y la altura máxima que se recomienda entre ellas es de 10 a 11m.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Por ello, proponemos el siguiente talud de 35m de altura, constituido por 3 bermas de 5m de ancho, para facilitar el tránsito de los equipos de movimientos de tierra, y taludes de 1:1.5, en el depósito aluvial y de 1:0.5, en el macizo rocoso.

El talud de la excavación propuesto se muestra en la Figura 3-27

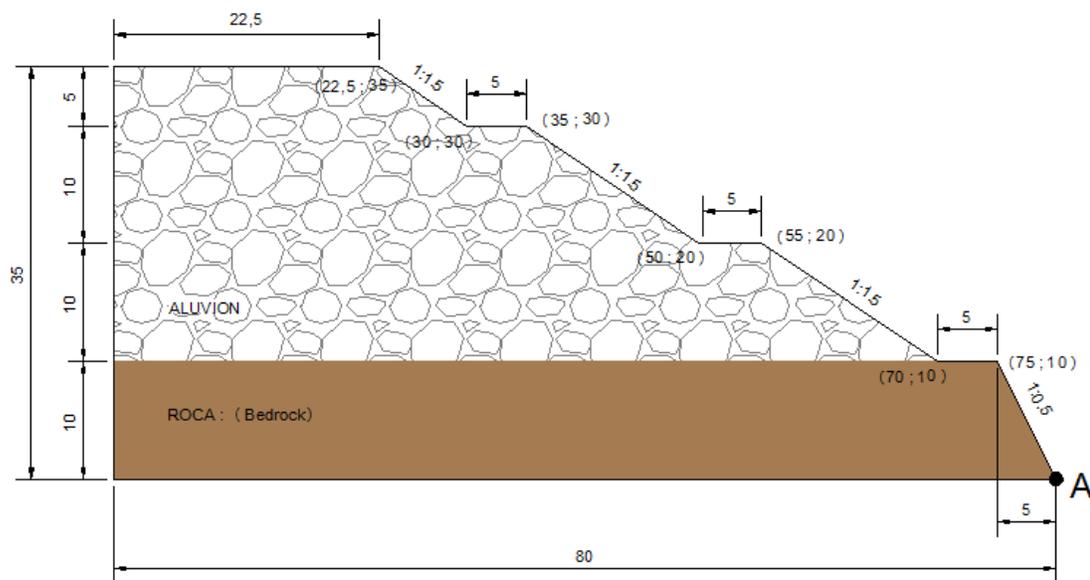


Figura 3-27 Talud propuesto 1:1.64; Talud entre bermas 1:1.5

El talud propuesto tiene una pendiente continua 1:1.64, si consideramos la cabeza y el pie del mismo, pendiente menor que el analizado en la Figura 3-26 de 1:1.75, por lo que el factor de seguridad del talud propuesto debe ser menor de 1.2. Por ello debemos calcular el factor de seguridad del mismo y comprobar que éste es estable y seguro.

Para comprobar lo anterior haremos la siguiente modelación



Caso Nº 12: Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y el propuesto para la excavación sin pantalla contra filtraciones

Como no es posible modelar los pozos de alivio en el programa SEEP/w, modelaremos el abatimiento de la curva piezométrica mediante una trinchera en toda la profundidad del depósito aluvial y penetrando 1m en el macizo rocoso.

Las condiciones de borde que daremos, se muestran en la Figura 3-28.

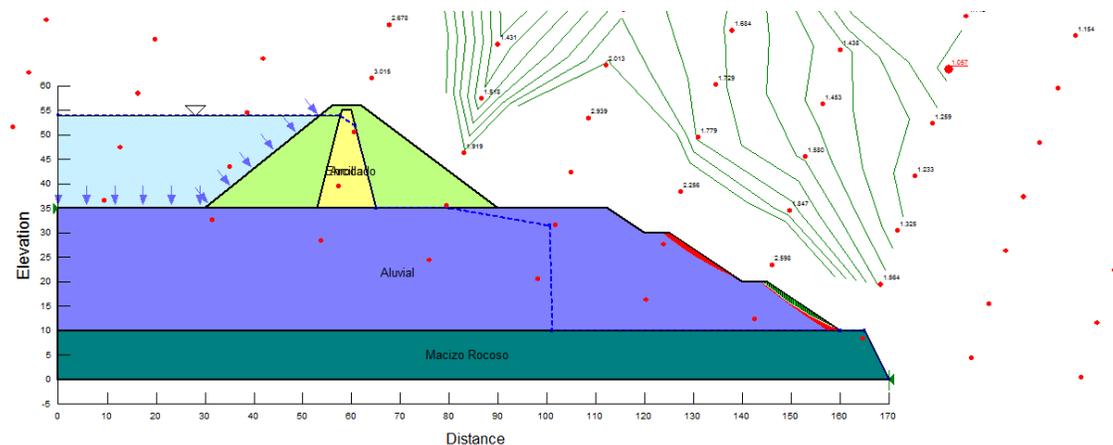


Figura 3-28 Resultados del Caso Nº 12, considerando el talud propuesto 1:1.64 para la excavación y modelando el abatimiento mediante una trinchera (Falla Local)

Los factores de seguridad mínimos calculados por los métodos de Bishop, Fellenius y Janbu son los siguientes:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Talud de Excavación		
1:1.64		
Bishop	Ordinario	Janbu
1.057	1.046	1.046

Como se observa los factores de seguridad mínimos no son seguros, o sea no son mayores que 1.2 y por lo tanto el talud 1:1.64 con talud entre bermas de 1:1.5 es inaceptable.

Ejecutando otros métodos para el cálculo de estabilidad de taludes como el Morgenstern - Price obtenemos un factor de seguridad de 1.035 para las mismas condiciones anteriores como se observa en la Figura 3-29 por lo que de esta forma se comprueba que el talud propuesto no es seguro.

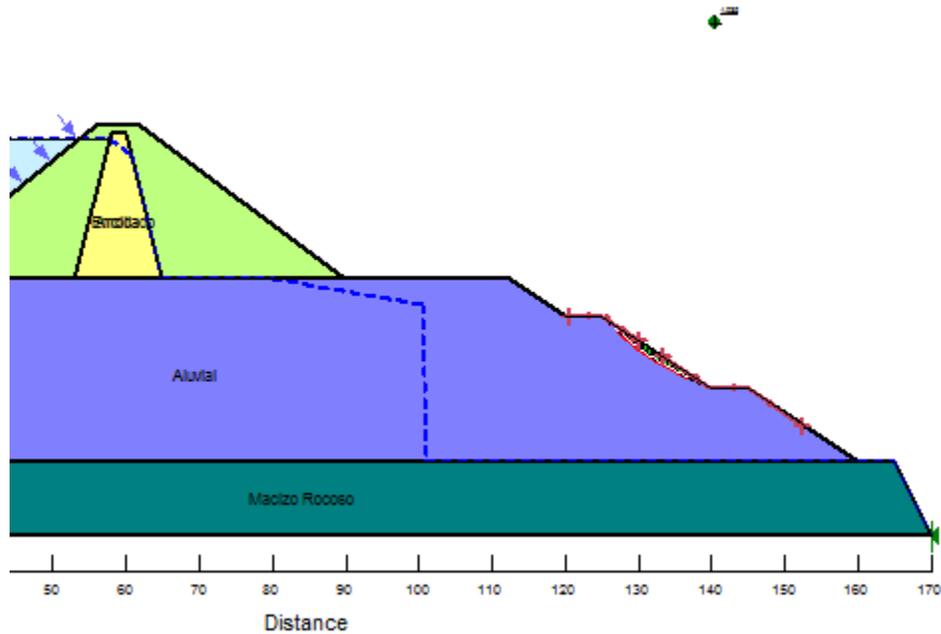


Figura 3-29 Resultado del Caso N° 12, considerando el talud propuesto 1:1.64 analizado por el método de Morgenstern – Price. (Falla Local)

Los factores de seguridad menores que corresponde a una falla general en el talud 1:1.64 según el criterio de Bishop es 1.36 por lo que el talud es estable y seguro como se observa en la Figura 3-30

Para alcanzar la estabilidad del talud entre bermas será necesario modificar la pendiente de la excavación por lo que asumiremos una pendiente de 1:1.75 como se puede observar en la Figura 3-31, en donde la pendiente general del talud es de 1:1.82

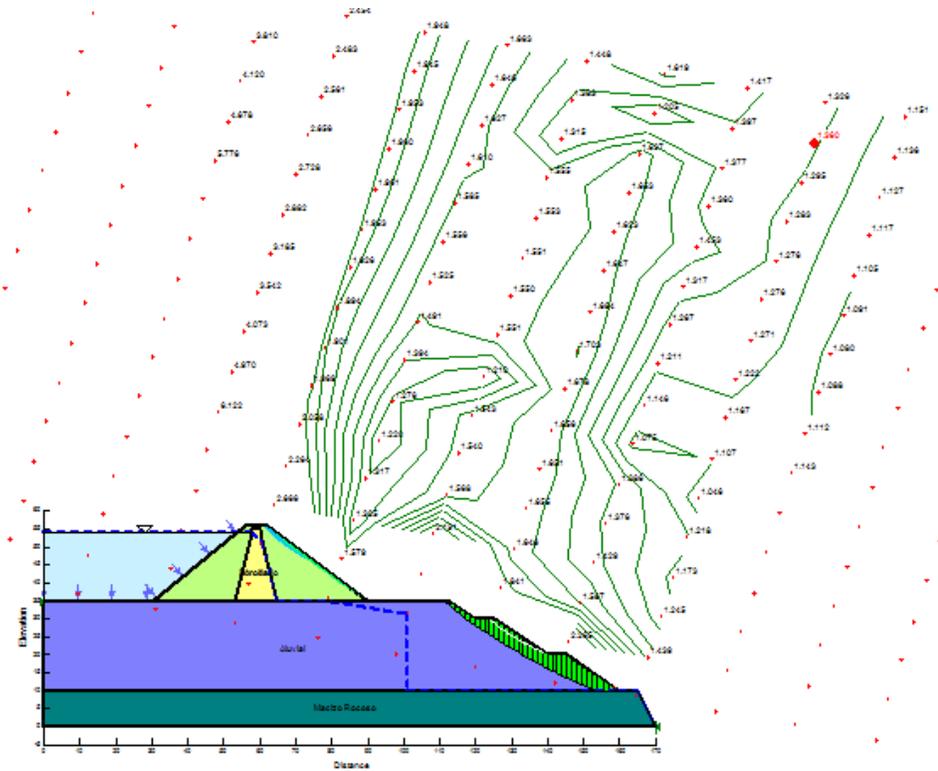


Figura 3-30 Resultado del Caso N° 12, considerando el talud propuesto 1:1.64 (Falla General del depósito aluvial).

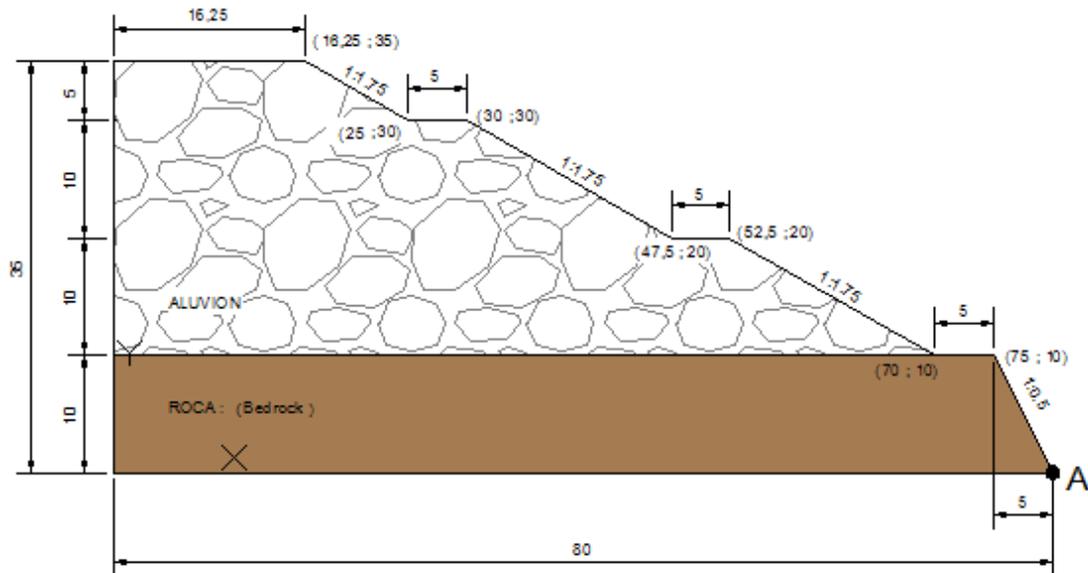


Figura 3-31 Talud propuesto 1:1.82; Talud entre bermas 1:1.75

Como se puede observar en la Figura 3-32, el factor de seguridad mínimo del talud según el criterio de Bishop es de 1.225, correspondiente a una falla local, por lo que el talud es estable y seguro.

Talud de Excavación		
1:1.82		
Bishop	Ordinario	Janbu
1.225	1.201	1.201

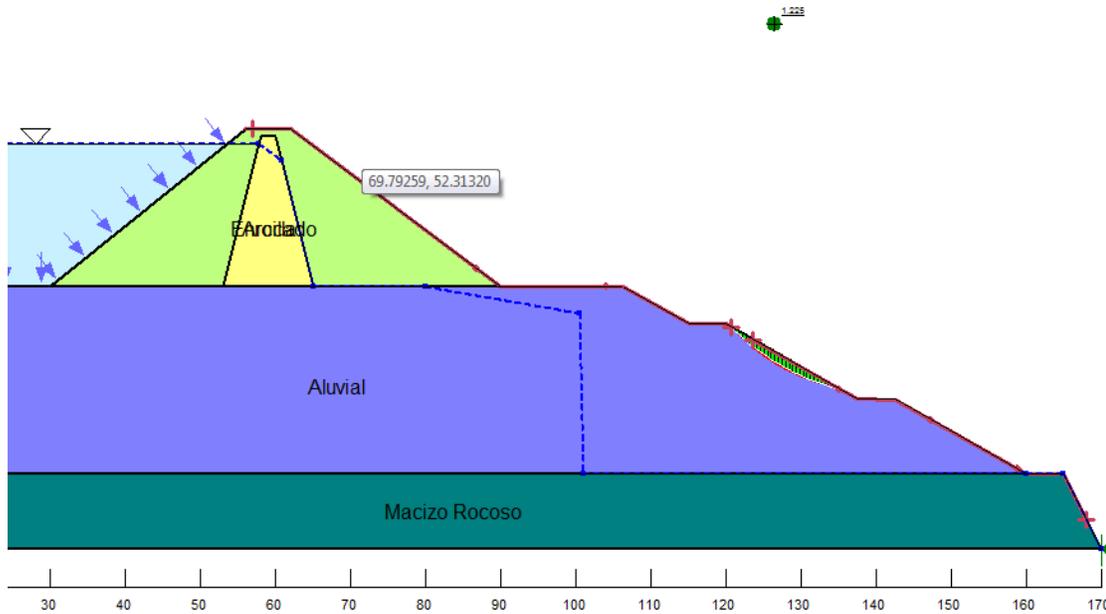


Figura 3-32 Talud propuesto 1:1.82; talud entre bermas 1:1.75 (Falla Local)

El factor de seguridad menor de un fallo general según el criterio de Bishop en el talud conformado por el depósito aluvial tiene un valor de 1.598, por lo que es estable y seguro. En la Figura 3-33 se observa el plano de falla asociado al factor de seguridad menor.

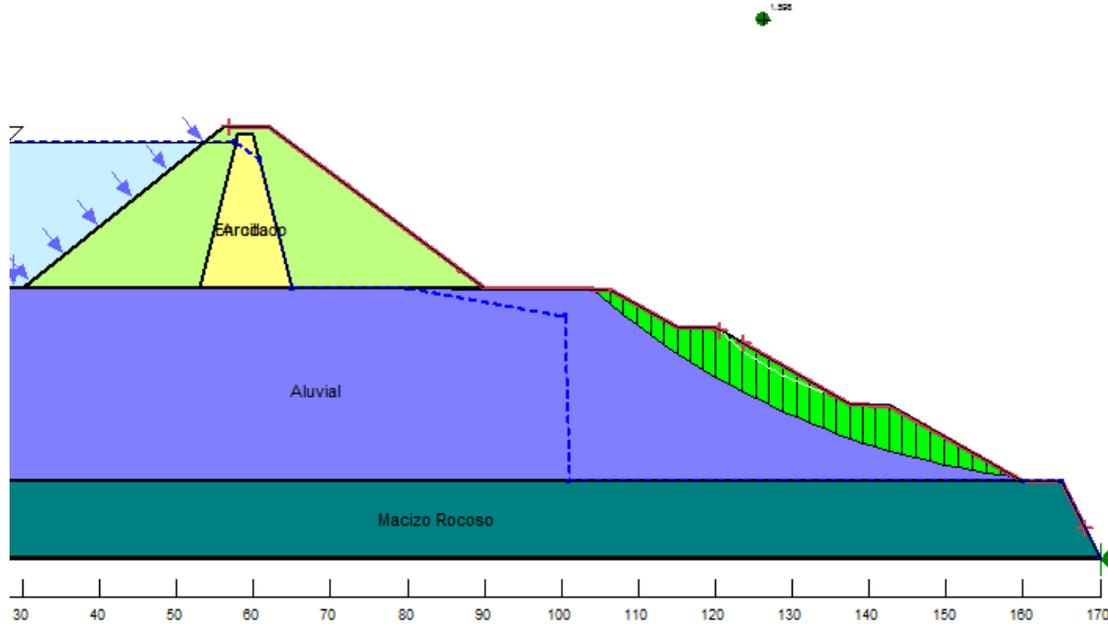


Figura 3-33 Talud propuesto 1:1.82; talud entre bermas 1:1.75 (Falla General depósito aluvial)

En la Tabla 3-8 se ha resumido, el factor de seguridad de los taludes propuestos según las pendientes de la excavación.

Tabla 3-8 Factores de seguridad de los taludes propuestos.

Descripción	Talud Propuesto			
	1:1.64		1:1.82	
	Falla Local	Falla General	Falla Local	Falla General
Caso N° 12 Estabilidad de los taludes aguas abajo de la ataguía y el propuesto para la excavación sin pantalla contra filtraciones	1.057*/1.035**	1.36	1.225	1.598
* Criterio de Bishop				
**Criterio Morgenstern - Price				



El factor de seguridad global de la ataguía incluida la cimentación se observa en la Figura 3-34, obteniéndose según el criterio de Bishop un valor de 1.743

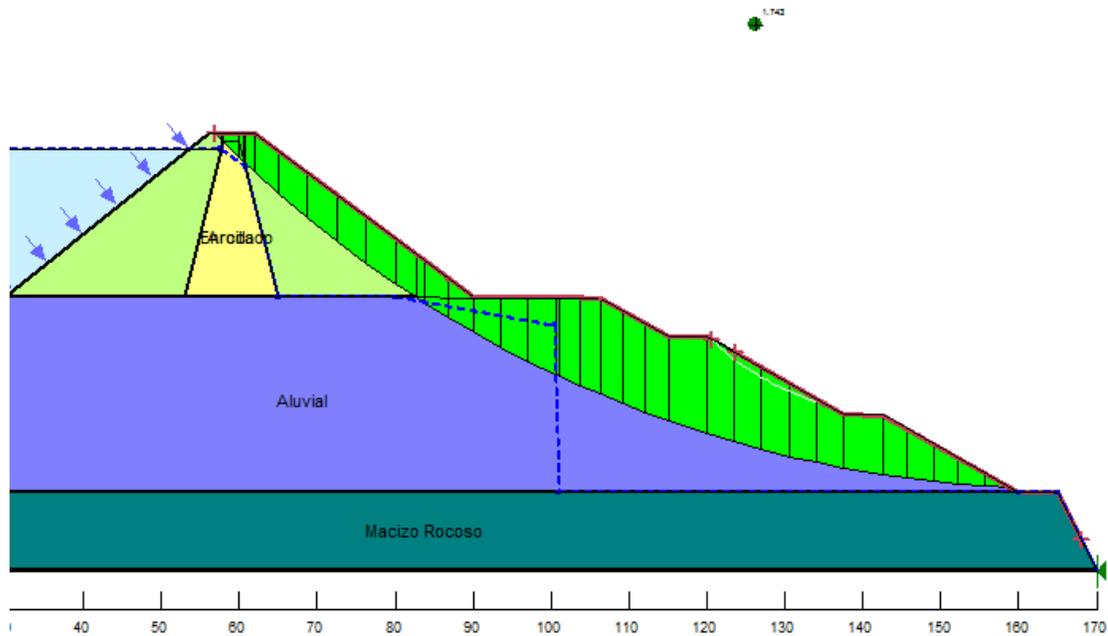


Figura 3-34 Talud propuesto 1:1.82; talud entre bermas 1:1.75 (Falla General de la ataguía)

Las condiciones de borde dadas en la Figura 3-34, como abatimiento de la curva piezométrica, es conservadora, ya que los pozos de alivio provocarán un descenso de la curva piezométrica hasta el fondo del pozo (contacto del depósito aluvial con el macizo rocoso), tal como se muestra en la modelación de la Figura 3-35

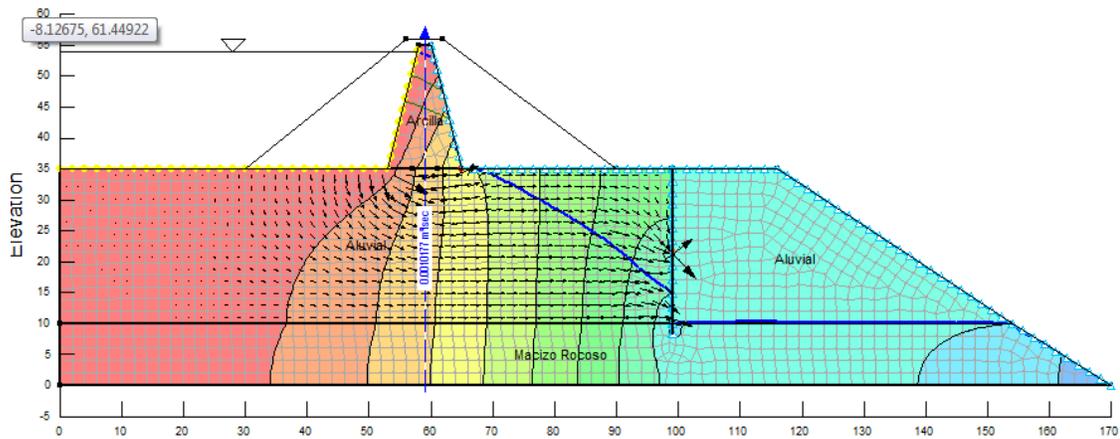


Figura 3-35 Abatimiento de la curva piezométrica por los pozos de alivio

Conclusión:

El funcionamiento de los pozos de alivio proporcionarán factores de seguridad mínimos mayores que los calculados mediante las condiciones de borde analizados en la Figura 3-34, en la estructura global de la ataguía.

La pendiente que garantiza la estabilidad del talud constituido por el depósito aluvial es el talud 1:1.82 debido a que los taludes entre bermas también son estables con una pendiente 1:1.75

3.2 Ataguía aguas abajo

Debido a que esta estructura no va a estar sometida a una carga hidráulica constante, por la pendiente longitudinal del río aguas abajo, no viene a lugar realizar un análisis detallado. Por esta razón no la hemos considerado.

En la Figura 3-36 se muestra una sección de la ataguía

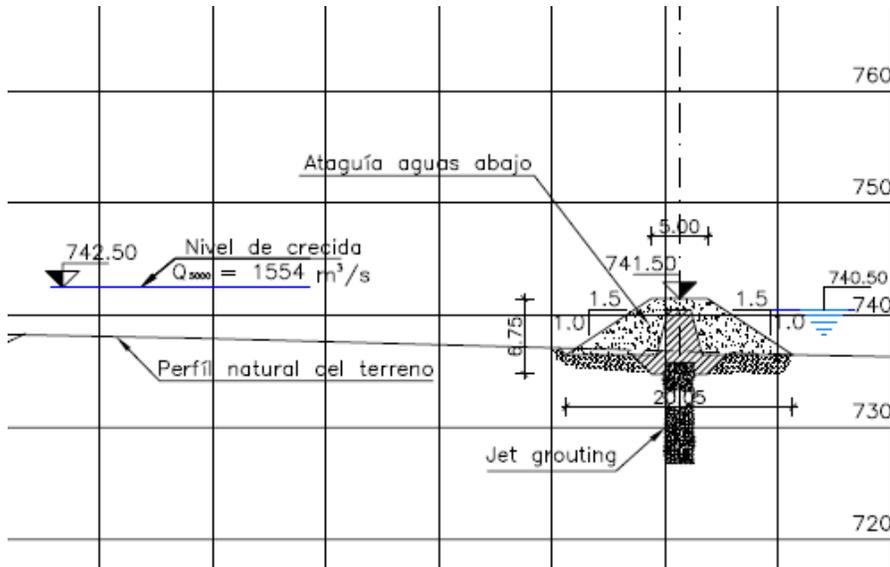


Figura 3-36 Sección de Ataguía aguas abajo

Conclusiones.

El análisis de las filtraciones a través de la ataguía aguas arriba y del cimentado, constituido por el depósito aluvial y el macizo rocoso fracturado, con las diferentes variantes que dieron origen a los 8 casos estudiados, se han basado en la sección transversal dada por el Proyecto Minas San Francisco, aunque sabemos que la hipótesis de considerar el nivel del agua en la ataguía en la cota 761.50 m.s.n.m. es extremadamente conservadora, ya que la ataguía se construirá una vez terminado el túnel de desvío.

Las soluciones a los 8 casos estudiados muestran las diferencias de los gastos de filtración por metro lineal de ataguía, resultando que la construcción de una pantalla contra filtraciones, construida con el sistema Jet Grouting en toda la profundidad del depósito aluvial y penetrando 1m en el macizo rocoso **Caso Nº 8**, solo reduce el gasto de filtración en $8.11\text{E-}4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}=0.811\text{L}/\text{s}/\text{m}$, con relación al **Caso Nº 2**, que es el análisis sin construcción de la pantalla contra filtraciones.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Debemos tomar en cuenta que el gasto de filtración en cualquiera de los casos analizados tiene que ser extraído de la excavación mediante recepción y bombeo, ya que la construcción de la presa de Hormigón Compactado con Rodillo no puede ser bajo inundación.

El análisis de la estabilidad del talud aguas abajo de la ataguía y de la excavación del depósito aluvial y el macizo rocoso, modelándolo en el programa SLOPE/w, muestra que son inestable para todas las soluciones de filtración (sin y con pantalla contra filtraciones).

Ante esta situación y requiriéndose extraer el flujo de filtración con bombeo, para trabajar en seco la construcción de la presa de HCR, se hace evidente que la propuesta del Proyecto Minas San Francisco, de construir una pantalla contra filtraciones atravesando todo el depósito aluvial, es improcedente por no garantizar la estabilidad, a más de incrementar los costos de construcción. Es por ello que se concluye, que la solución a aplicar es no construir la pantalla contra filtraciones y abatir el flujo mediante baterías de pozos de alivio, solución más económica y que solo requiere, para garantizar la estabilidad de los taludes aguas abajo, conformar el talud con bermas, según se propone en la Figura 3-31. Téngase en cuenta que en el informe de costos del Proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco MIN_LO_PD_GEN_GEN_L_P_0000_B, los rubros denominados Diafragmas de Jet Grouting, para las ataguías aguas arriba y aguas abajo, su construcción suma un valor de 1'251543.56 USD. La consultora, en ninguna parte de los diferentes informes emitidos menciona la construcción de pozos de alivio, y sin embargo, sin ellos es imposible construir la presa de HCR sin inundación. El costo de construcción de la batería de pozos de alivio es de 160000 USD en el que se considera pozos de 8 pulgadas de diámetro y 26 m de profundidad revestidos, con la instalación de bombas sumergibles del tipo 150H15-6 de GOULDS PUMPS, para obtener un caudal de bombeo 0.015



UNIVERSIDAD DE CUENCA

m^3/s , por lo que será necesario la implementación de 7 bombas a lo largo de los 120m de longitud de la ataguía, representando un ahorro considerable con respecto a la ejecución de los diafragmas de Jet Grouting.

La construcción de pozos de bombeo para la ataguía aguas abajo es innecesaria, por la razones explicadas en el epígrafe 3.2

De todo el análisis de filtración modelado con el programa SEEP/w y de estabilidad de los taludes modelados con el programa SLOPE/w, realizado a la ataguía aguas arriba del Proyecto Minas San Francisco podemos concluir lo siguiente.

1. La sección transversal propuesta para su construcción, considerando pantalla contra filtraciones mediante el sistema Jet Grouting, no es estable y por tanto no debe construirse.
2. Se demuestra que la sección transversal de la ataguía, sin pantalla contra filtración y con la batería de pozos para abatir la curva piezométrica, es estable y segura, con solo conformar el talud de la excavación del depósito aluvial y el macizo rocoso, según la propuesta mostrada en la Figura 3-31. Esta propuesta de conformación del talud, es factible construir y constituye la más económica, ya que se trata del talud más empinado que garantiza el factor de seguridad de 1.2 (estable y seguro)
3. La ataguía aguas abajo propuesta por el Proyecto Minas San Francisco, pudo haber sido analizada de la misma forma que la de aguas arriba, modelando la filtración con el programa SEEP/w y la estabilidad con el programa SLOPE/w.

Sin embargo, las condición crítica de trabajo propuestas por el proyecto mostradas en la Figura 3-36, son excesivamente



UNIVERSIDAD DE CUENCA

conservadoras, ya que la pendiente del fondo del río aguas abajo de dicha ataguía, no da posibilidades a que el agua de salida del túnel de desvío se almacene y constituya el nivel de aguas normales que se considera en dicha sección.

Menos sentido tiene la sección transversal propuesta, con una pantalla contra filtraciones mediante el sistema Jet Grouting

4. Por el corto tiempo de utilización de la ataguía aguas arriba, por su diseño con espaldones de enrocamiento, por la velocidad del viento y la corta longitud del fetch, no tiene sentido proyectar el recubrimiento de rip-rap, que aparece en los detalles constructivos del proyecto. Ver Anexo 1 Plano MIN-LO-PD-PRE-CIV-P-A-3001-B.
5. Con relación al objetivo específico que nos planteamos al inicio de este trabajo, de analizar, la posibilidad de sifonamiento mecánico a la salida del flujo de filtración, concluimos que dicho análisis no resulta necesario, ya que al requerirse la construcción de la batería de pozos de alivio para interceptar el flujo de filtración, éste no sale al talud.

Recomendaciones.

Por la importancia económica de la obra se justifica realizar las investigaciones ingeniero geológica de los materiales de préstamo que conformarán el núcleo de la ataguía; ello implica la toma de muestras alteradas para la realización de los ensayos triaxiales consolidado drenado (lentos), y permeabilidades sobre muestras compactadas y saturadas.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

De igual manera, es necesario realizar un número representativo de ensayos de corte directo en el depósito aluvial, con el propósito de ajustar el modelo y pronosticar un comportamiento más ajustado a la realidad de ésta estructura.

Contando con las propiedades mecánicas de resistencia al corte y permeabilidad planteados anteriormente, se recomienda efectuar una modelación en tres dimensiones y un análisis probabilístico.

El talud de la excavación que se concluyó construir es el dado en la Figura 3-31, el cual es estable y seguro. No obstante, se recomienda analizar la construcción del talud conformado por una pendiente continua de 1:64 (Figura 3-27), que aunque es estable presenta problemas de posible desprendimiento de rocas entre bermas. Estos problemas de desprendimiento entre roca pudieran ser resueltos mediante malla anclada y con ello reducir los costos de la construcción.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Bibliografía.

- R. Armas N. & E. Horta M, Presas de Tierra, Ciudad de La Habana, ISPJAE,1987
- D. Braja, Advanced Soil Mechanics, California State University, Sacramento, Taylor & Francis,1997
- L. González, M. Ferrer, L. Otuño, C. Oteo, Ingeniería Geológica, Madrid, Pearson Prentice Hall, 2004
- J. Badillo, R. Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos, México, Limusa,2009
- J Badillo, R Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo 3 Flujo de Agua en Suelos, México, Limusa, 2008
- J Badillo, R Rodríguez, Mecánica de Suelos.- Tomo 2 Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, Mexico, Limusa, 2008
- W. Lambe, R. Whitman, Mecánica de Suelos, Instituto Tecnológico de Massachusetts, Limusa, 2004
- K. Terzaghi, R. Peck, G. Mesri, Soil Mechanics in Engineering Practice, Illinois, John Wiley & Sons Inc, 1996
- J. Bowles, Foundation Analysis And Desing, Illinois, McGraw-Hill, 1997
- United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation, Design Of Small Dams, Denver, United States Government Printing Office USA, 1987
- United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation, Eart Manual I, Denver, United States Government Printing Office, 1998



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- J. Suarez, Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Suelos Tropicales, Universidad Industrial de Santander, Ingeniería de Suelos Ltda, 1996
- J. Carrillo, Temas de Ingeniería Geológica - Hidráulica y Mecánica de Rocas, Colombia, Universidad Nacional de Colombia.
- E. Núñez Del Arco, Geología del Ecuador - Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra de la Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil, 2003
- Estudio de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco – La Unión. – Asociación Geodata Astec - 2011
- J. López, Geología Aplicada a la Ingeniería Civil, Madrid, CIE Inversiones Editoriales, 2000
- Geo-Slope International Ltd, Seepage Modeling with SEEP/W 2007, Canada
- Geo-Slope International Ltd, Stability Modeling with SLOPE/W 2007, Canada