

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela de Ingeniería Civil

“ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LAS PRESAS DEL PROYECTO PACALORI, TENIENDO EN CUENTA LA ACCIÓN SÍSMICA”

*Tesis previa a la obtención del
Título de Ingeniero Civil*

AUTORES:

Wilian Francisco Ortiz Quizhpi

Edgar Ismael Portilla Flores

DIRECTOR:

Ing. Rolando Armas Novoa, MSc.

Cuenca – Ecuador

2014



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

RESUMEN:

En esta tesis se presenta el procedimiento para el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra, para los tres estados de carga (final de construcción, operación y desembalse rápido), con y sin acción sísmica.

Para el análisis de estabilidad de las pendientes de los taludes de la presa de tierra, se utilizó el Método Pseudoestático de Equilibrio Límite en tensiones efectivas (c' y ϕ' , obtenidos de ensayos triaxiales consolidado-no drenado con medición de presión de poro, en muestras saturadas), para los tres estados de carga. El método pseudoestático incorpora la acción sísmica mediante una fuerza horizontal, la cual se aplica en el centro de gravedad de cada dovela, en la que se divide la masa deslizante para el análisis de equilibrio. Finalmente, se obtiene un factor de seguridad que deberá cumplir los requisitos mínimos establecidos por la Norma Española, la cual se utilizó para este proyecto.

El procedimiento para el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra descrito en esta tesis se aplicó a la presa Chojampe 2, perteneciente al Proyecto PACALORI y se obtuvo los factores de seguridad mediante el programa GEOSTUDIO 2007 (SLOPE/W).

El resultado final fue la pendiente de 1:3, para el talud aguas arriba y 1:2.75 con colchón de drenaje para el talud aguas abajo; dichas condiciones satisfacen los Factores de Seguridad exigidos por la Norma Española, concluyéndose que los taludes diseñados de la presa Chojampe 2, son estables, seguros y económicos.

Palabras clave: Estabilidad en presas de tierra, método pseudoestático, método de Bishop, análisis en tensiones efectivas, MCE, SLOPE/W.



ABSTRACT

In this thesis we show a procedure to analyze the slope stability of earth dams, for three load conditions (end of construction, operation and rapid drawdown), with and without earthquake loading.

To analyze the slope stability of earth dams, we applied the Limit Equilibrium Pseudostatic Method in effective strength (c' and ϕ' obtained from consolidated-undrained triaxial tests on saturated specimens with pore water pressure measurement), for the three load conditions. The pseudostatic method incorporates the earthquake loading using a horizontal force, which is applied in the center of gravity of each slice, where the sliding mass is divided for the equilibrium analysis. Finally, it was feasible to obtain a safety factor that must meet the minimum requirements established by the Spanish Code, which was used for this project.

The procedure to analyze the slope stability of earth dams described in this thesis was tested on the Chojampe 2 dam, belonging to the PACALORI Project. The safety factors were obtained applying the GEOSTUDIO 2007 (SLOPE/W) program.

The final results were a 1:3 upstream slope and a 1:2.75 downstream slope, the latter with blanket drain. These conditions meet the safety factors required by the Spanish Code, therefore the designed slopes for the Chojampe 2 dam are stable, secure and economic.

Keywords: Earth dams stability, pseudostatic method, Bishop method, effective strength analysis, MCE, SLOPE/W.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	17
ANTECEDENTES	17
JUSTIFICACIÓN	17
ALCANCE	18
OBJETIVO	18
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
1 MARCO TEÓRICO	19
1.1 INTRODUCCIÓN	19
1.2 ESTABILIDAD DE TALUDES	19
1.2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	20
1.2.2 MÉTODO DE FELLENIUS	24
1.2.3 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO	25
1.2.4 PRESIONES DE PORO EN EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	26
1.2.5 ANÁLISIS EN TENSIONES EFECTIVAS Y EN TENSIONES TOTALES	26
1.3 ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN PRESAS DE TIERRA	28
1.3.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD AL FINAL DE CONSTRUCCIÓN EN TENSIONES TOTALES	28
1.3.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DURANTE LA OPERACIÓN	29
1.3.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DURANTE UN DESEMBALSE RÁPIDO EN TENSIONES EFECTIVAS	31
1.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES BAJO ACCIÓN SÍSMICA	33
1.4.1 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO	33
1.4.2 COEFICIENTE PSEUDOESTÁTICO HORIZONTAL Y VERTICAL	34
1.4.3 MÉTODO PSEUDOESTÁTICO DE EQUILIBRIO LÍMITE APLICADO A BISHOP	37
1.5 DISEÑO DE LOS TALUDES DE LAS PRESAS DE TIERRA	38
2 MATERIALES Y MÉTODOS	40
2.1 DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DEL PROYECTO	40
2.2 CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	40
2.2.1 TOPOGRAFÍA	40



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

2.2.2	GEOLOGÍA- GEOMORFOLOGÍA	44
2.2.3	SISMOLOGÍA	44
2.3	DATOS NECESARIOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	48
2.3.1	GEOMETRÍA DE LA PRESA.....	50
2.3.2	DENTELLÓN	51
2.3.3	ALTURA DE AGUA EMBALSADA.....	51
2.3.4	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD.....	52
2.3.5	PARÁMETROS FÍSICOS Y DE RESISTENCIA A CORTANTE DE SUELOS	52
2.3.6	COEFICIENTE PSEUDOESTÁTICO HORIZONTAL.....	53
2.3.7	CONDICIONES DE DRENAJE.....	54
2.4	PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LAS PENDIENTES DE LOS TALUDES DE LA PRESA CHOJAMPE 2 UTILIZANDO LOS PROGRAMAS SLOPE/W Y SEEP/W	55
2.4.1	CONSIDERACIONES GENERALES.....	56
2.4.2	ESTADO DE CARGA “FINAL DE CONSTRUCCIÓN”	57
2.4.3	ESTADO DE CARGA “OPERACIÓN”	58
2.4.4	ESTADO DE CARGA “DESEMBALSE RÁPIDO”	58
2.4.5	CONSIDERACIONES SÍSMICAS EN SLOPE/W PARA TODOS LOS ESTADOS DE CARGA.....	59
3	RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS TALUDES	60
3.1	RESULTADOS PARA EL ESTADO DE CARGA “OPERACIÓN”	60
3.2	RESULTADOS PARA EL ESTADO DE CARGA “FINAL DE CONSTRUCCIÓN”	62
3.3	RESULTADOS PARA EL ESTADO DE CARGA “DESEMBALSE RÁPIDO”	63
3.4	RESUMEN Y COMENTARIOS DE LAS MODELACIONES.....	65
	CONCLUSIONES.....	66
	RECOMENDACIÓN	66
	ANEXOS	68



LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Círculo de falla de radio R y las fuerzas que actúan sobre una dovela..	21
Figura 2: Polígono de fuerzas actuantes en una dovela, para β conocido	23
Figura 3: Esquema común de una presa al final de la construcción, con círculo de falla de radio R	28
Figura 4: Esquema común de una presa en operación, con círculo de falla de radio R.....	29
Figura 5: Esquema que indica que tomar $\mu=\mu_h$, es una hipótesis conservadora..	30
Figura 6: Esquema del talud aguas arriba de una presa ante un desembalse rápido, con círculo de falla de radio R	31
Figura 7: Esquema común de una presa, para el cálculo de las presiones de poro, antes del desembalse	32
Figura 8: Curvas de peligro sísmico para Babahoyo.....	36
Figura 9: Círculo de falla de radio cualquiera y las fuerzas que actúan sobre una dovela con acción sísmica.....	37
Figura 10: Ubicación del área del proyecto.	41
Figura 11: Esquema general del proyecto – etapa de factibilidad.	42
Figura 12: Embalses y conducciones – propuesta Factibilidad.	43
Figura 13: Esquema de límites de placas para Ecuador.	45
Figura 14: Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarias de la Provincia de Los Ríos.	46
Figura 15: Amenazas volcánicas potenciales en el Ecuador Continental	47
Figura 16: Amenaza sísmica y de tsunami en El Ecuador.	48
Figura 17: Vista en planta de la presa Chojampe 2 y sección transversal del río Calabí, donde se emplazará la presa. Siendo H la altura de la presa sobre el cimiento.	50
Figura 18: Geometría del Dentellón.	51
Figura 19: Sección de la presa donde se muestra el NAN y el nivel del cimiento.	52
Figura 20: Modelación en SLOPE/W de la geometría de la presa Chojampe 2, para V1.....	57
Figura 21: Modelación en SLOPE/W del estado de carga “final de construcción”, para V1.	57
Figura 22: Línea piezométrica obtenida de SEEP/W, para V1.....	58
Figura 23: Modelación del estado de carga “desembalse rápido”, para V1.	59
Figura 24: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V5..	60
Figura 25: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V5.	61



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Figura 26: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (con sismo).....	61
Figura 27: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (sin sismo), para V5.....	62
Figura 28: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (con sismo), para V5.	63
Figura 29: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo en el estado de carga “desembalse rápido” (sin sismo), para V5.	64
Figura 30: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo en el estado de carga “desembalse rápido” (con sismo), para V5.....	64
Figura 31: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V1.	68
Figura 32: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V2.	68
Figura 33: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V3.	68
Figura 34: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V4.	69
Figura 35: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V6.	69
Figura 36: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V1.	70
Figura 37: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (con sismo), para V1.	70
Figura 38: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V2.	71
Figura 39: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (con sismo), para V2.	71
Figura 40: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V3.	72
Figura 41: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga operación (con sismo), para V3.....	72
Figura 42: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V4.	73
Figura 43: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (con sismo), para V4.	73
Figura 44: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V6.	74
Figura 45: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (con sismo), para V6.	74
Figura 46: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (sin sismo), para V1 y V4.	75
Figura 47: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (con sismo), para V1 y V4.	75
Figura 48: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (sin sismo), para V2 y V5.	76



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Figura 49: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (con sismo), para $V2$ y $V5$	76
Figura 50: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (sin sismo), para $V3$ y $V6$	77
Figura 51: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (con sismo), para $V3$ y $V6$	77

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas y momentos para las “ n ” dovelas	22
Tabla 2: Características del análisis en Tensiones Efectivas y en Tensiones Totales	27
Tabla 3: Períodos de Retorno en años para MCE y OBE, según algunos autores e instituciones.....	36
Tabla 4: Valores más usuales para presas homogéneas de suelos arcillosos sobre cimientos rígidos, donde m es la cotangente del ángulo de inclinación del talud	39
Tabla 5: Sismos históricos en el Ecuador	49
Tabla 6: Geometría preliminar de la Presa Chojampe 2, propuesta en la etapa de Factibilidad, del proyecto PACALORI.....	51
Tabla 7: Coeficiente de permeabilidad del material de la cortina y del cimiento, para la presa Chojampe 2.	52
Tabla 8: Parámetros de los suelos utilizados para el análisis de estabilidad de taludes con el SLOPE/W; en la presa Chojampe 2.	54
Tabla 9: Coeficiente pseudoestático horizontal para la presa Chojampe 2.....	54
Tabla 10: Factor de seguridad mínimo exigido para la comprobación de estabilidad de presas homogéneas de tierra, según la Norma Española.....	55
Tabla 11: Diferentes variantes utilizadas en el análisis de estabilidad, en la presa Chojampe 2.	56
Tabla 12: Puntos que definen la geometría de la presa Chojampe 2, para $V1$.57	
Tabla 13: Factores de Seguridad mínimos obtenidos en el estado de carga “operación”.	62
Tabla 14: Factores de Seguridad mínimos obtenidos en el estado de carga “final de construcción”.	63
Tabla 15: Resumen final de los factores de seguridad mínimos obtenidos en este estudio, donde A son los factores de seguridad mínimos exigidos por la Norma Española.....	65



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Wilian Francisco Ortiz Quizhpi, autor de la tesis "ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LAS PRESAS DEL PROYECTO PACALORI, TENIENDO EN CUENTA LA ACCIÓN SÍSMICA", 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 Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 17 de octubre de 2014

Wilian Francisco Ortiz Quizhpi
0106275464

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1315

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Edgar Ismael Portilla Flores, autor de la tesis "ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LAS PRESAS DEL PROYECTO PACALORI, TENIENDO EN CUENTA LA ACCIÓN SÍSMICA", 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 Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 17 de octubre de 2014

Edgar Ismael Portilla Flores
0105083968

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Wilian Francisco Ortiz Quizhpi, autor de la tesis "ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LAS PRESAS DEL PROYECTO PACALORI, TENIENDO EN CUENTA LA ACCIÓN SÍSMICA", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 17 de octubre de 2014

Wilian Francisco Ortiz Quizhpi
0106275464

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Edgar Ismael Portilla Flores, autor de la tesis "ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LAS PRESAS DEL PROYECTO PACALORI, TENIENDO EN CUENTA LA ACCIÓN SÍSMICA", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 17 de octubre de 2014

Edgar Ismael Portilla Flores
0105083968

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

DEDICATORIA:

Dedico esta tesis primeramente a Dios, por todo lo que ha hecho por mí y porque siempre está a mi lado cuidándome y guiando mi camino. También quiero dedicar esta tesis a mis padres por todo el apoyo que me brindaron, gracias por ser mis héroes, siempre los he admirado tanto. A mis hermanos y amigos por todo lo que he aprendido de ellos y por todo el amor que me ofrecieron.

Ismael.

Quiero dedicar esta tesis a papi Antonio que con su ejemplo y apoyo me ha ayudado a culminar esta carrera, a mi mami Carmen (Q.E.P.D), que con su recuerdo me ha dado fuerzas, esperanza para continuar luchando y seguir adelante, y a todos mis hermanos que han estado a mi lado en este trajinar de la vida.

Wilian.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

AGRADECIMIENTO

A Dios y a la Patrona Santa Ana, por guiar nuestros pasos, en esta etapa de nuestras vidas.

Al Ing. Rolando Armas, MSc., por su apoyo y tiempo brindado en la elaboración de esta Tesis. Por compartir con nosotros, conocimientos obtenidos en base a años de estudio y experiencia en el diseño y construcción de Presas de Tierra. Por demostrar ser una gran persona y un amigo para nosotros.

Al Ing. Felipe Cisneros PhD., Director del Programa para el Manejo del Agua y del Suelo (PROMAS), por su confianza y apoyo, al permitirnos desarrollar esta investigación necesaria para el proyecto PACALORI.



SÍMBOLOS

b	Ancho de la dovela.
α	Ángulo entre la tangente del centro de cada dovela y la horizontal.
ΔT	Resultantes de las fuerzas laterales en la cara de contacto de las dovelas.
δ_s	Longitud de arco de una dovela.
E	Tensión normal en el costado de cada dovela.
x	Distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela a la vertical que pasa por el centro del círculo.
h	Altura de la dovela.
S	Resistencia a cortante.
\bar{N}	Resultante normal sobre una dovela.
U	Resultante de presión de poros.
W	Peso de cada dovela analizada.
β	Ángulo de inclinación de la resultante ΔT con respecto a la horizontal.
ϕ'	Ángulo de fricción interna efectivo.
c'	Cohesión efectiva.
F	Factor de seguridad.
R	Radio del círculo.
u	Presión de poros.
F_B	Factor de seguridad de Bishop.
F_F	Factor de seguridad de Fellenius.
u_f	Componente de filtración de la presión de poro.
u_h	Componente hidrostática de la presión de poro.
u_c	Componente de consolidación de presión de poro.
TE	Tensiones efectivas.
TT	Tensiones totales.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

C_R	Cohesión correspondientes a ensayos rápidos.
ϕ_R	Ángulo de fricción interna correspondiente a ensayos rápidos.
i	Gradiente hidráulico.
NEA	Nivel estático del agua.
γ_f	Peso específico húmedo.
γ_{sat}	Peso específico del suelo saturado.
Z_1	Altura del material húmedo en el centro de la dovela.
Z_2	Altura del material saturado en el centro de la dovela.
Z_3	Altura del material saturado del terraplén.
γ_w	Peso específico del agua.
\bar{B}	Coefficiente de presión de poros.
LCS	Línea de corriente superior.
a_h	Aceleración pseudoestática horizontal.
a_v	Aceleración pseudoestática vertical.
k_h	Coefficiente pseudoestático horizontal.
k_v	Coefficiente pseudoestático vertical.
PGA	Aceleración horizontal (cm/s ²).
M	Magnitud del evento sísmico en la escala de Richter.
R	Distancia del epicentro del sismo al punto estudiado (km).
OBE	Sismo de Diseño Operacional (Operating Basis Earthquake).
MCE	Sismo Máximo Creíble (Maximum Credible Earthquake).
NAN	Nivel de aguas normales.
NAM	Nivel de aguas máximas.
m	Constante del Angulo de inclinación del talud.
k	Permeabilidad.
$B - bar$	Coefficiente de presión de poros en el programa SLOPE/W.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

INTRODUCCIÓN

ANTECEDENTES

La Región costera del Ecuador ha enfrentado varias emergencias debido a sequías e inundaciones, que causan daños sociales, económicos y afectan severamente a la población. Por ello es de vital importancia garantizar un suministro de agua en la estación seca y mitigar las inundaciones en la estación invernal, con la implementación de obras hidráulicas de regulación y control del agua.

La provincia de Los Ríos presenta dos marcadas estaciones: la invernal, entre enero y mayo, y una estación de verano entre julio y diciembre. Debido a la mala distribución de la lluvia en el transcurso del año se han producido sequías que han afectado al sector agrícola, seguidas de inundaciones que han provocado daños en Babahoyo, Baba, Pueblo Viejo, Vinces, entre otros. Por la necesidad de mitigar estas emergencias se pondrá en marcha el Plan de Aprovechamiento y Control del Agua en la Provincia de Los Ríos (PACALORI), que realiza el Programa para el Manejo del Agua y del Suelo (PROMAS) de la Universidad de Cuenca, a petición de la Secretaria Nacional del Agua (SENAGUA), con la construcción de 13 presas de tierra.

El proyecto PACALORI lo constituyen estudios multidisciplinarios y uno de ellos es el “ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LAS PRESAS DEL PROYECTO PACALORI TENIENDO EN CUENTA LA ACCIÓN SÍSMICA”.

JUSTIFICACIÓN

Debido a la importancia que involucra el almacenamiento, control y regulación del agua, se debe tener en cuenta la eventual amenaza que existe ante la presencia de eventos sísmicos que podrían generar grietas longitudinales en la corona o deslizamientos de los taludes de las presas, poniendo en peligro la estabilidad de las mismas.

Para garantizar la estabilidad de los taludes de las presas de tierra ante un evento sísmico, es recomendable utilizar un método pseudoestático. Los métodos pseudoestáticos, a diferencia de los métodos dinámicos, utilizan parámetros geotécnicos de fácil obtención, de menor costo y no requieren de laboratorios sofisticados.

La modelación debe realizarse utilizando hipótesis que representan los diferentes estados de carga que existen al momento del sismo (final de construcción, operación y desembalse rápido), con la finalidad de definir la pendiente de los taludes, que garantice su estabilidad. Para ello se utilizará un programa especializado como es el GEOSTUDIO 2007 (SLOPE/W y SEEP/W).



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

ALCANCE

Con el presente estudio se pretende definir el procedimiento de cálculo de los taludes de las presas de tierra del Proyecto PACALORI, teniendo en cuenta la acción sísmica que se prevé ocurra en la provincia de Los Ríos. Lo anterior permitirá definir la pendiente de los taludes que garantice la estabilidad y la seguridad de las presas de tierra para los 3 estados de carga, según la Norma Española.

OBJETIVO

Definir el procedimiento para el cálculo de la estabilidad de los taludes de las presas de tierra del Proyecto PACALORI, para los tres estados de carga, considerando la acción sísmica.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Obtener el Coeficiente pseudoestático horizontal de diseño.
- Aplicar el procedimiento de cálculo de la estabilidad de los taludes en una de las presas del Proyecto PACALORI.
- Interpretar los factores de seguridad mínimos encontrados y compararlos con los exigidos en la norma española.



1 MARCO TEÓRICO

1.1 INTRODUCCIÓN

La importancia económica de las presas es incuestionable para el abastecimiento de agua a la agricultura, la industria y la población, aunque también se utilizan en el control de inundaciones, producción de energía eléctrica, recreación, cría de peces y navegación.

Las presas se pueden construir de diferentes materiales: materiales locales (suelos y rocas), hormigón (ciclópeo y armado) y mampostería. Por la economía que representan los materiales locales, las presas construidas con suelos y rocas son comúnmente utilizadas, sobre todo cuando se ubican en cierres de materiales no rocosos [1]. A este tipo de presas se las denomina presas de tierra y son las que se ha decidido utilizar en el Proyecto PACALORI (Plan de Aprovechamiento y Control del Agua en la Provincia de Los Ríos). Por la abundancia de materiales locales sueltos, también se ha decidido secciones de presas de tierra homogéneas, o sea, aquellas construidas con un solo material (arcillas, arena arcillosa, limoarenosa, etc.), aunque pueden tener otros materiales que no contribuyen a la estabilidad de las presas, como son el enrocamiento de protección del talud aguas arriba y la protección de la corona.

El diseño de las presas de tierra homogénea lleva implícito garantizar la estabilidad de los taludes para los tres estados críticos a las que se ve sometida la presa a lo largo de su vida útil. Estas son: final de construcción, operación y desembalse rápido. Debido a la existencia de sismos en la región donde se encuentra ubicado el Proyecto PACALORI, en la estabilidad de los taludes de las presas de tierra homogéneas tiene que considerarse la acción sísmica, ya que la misma reduce el factor de seguridad y puede poner en peligro la estabilidad de las mismas.

1.2 ESTABILIDAD DE TALUDES

Esta sección es fundamentada en el libro "Presas de Tierra", epígrafe 5, de R. Armas Novoa y E. Horta Mestas, 1987 [1].

Uno de los métodos de análisis de estabilidad de taludes más utilizados mundialmente es el conocido análisis de Equilibrio Límite, que consiste en imaginar un mecanismo de falla para el talud y aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material (criterios de Coulomb), de manera de ver si, con tal resistencia, hay o no la posibilidad de que el mecanismo de falla supuesto llegue a presentarse. Este método de análisis de Equilibrio Límite considera que el fallo ocurre por un deslizamiento de la masa de suelo actuando como un cuerpo rígido a lo largo de una superficie de falla supuesta, y que a lo largo de esa superficie el suelo desarrolla la máxima resistencia a cortante.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

La estabilidad de los taludes se determina a través del factor de seguridad. Este factor expresa “la magnitud en que puede reducirse la resistencia a cortante del suelo para que se produzca el deslizamiento a lo largo de la superficie de falla más desfavorable” [1].

El factor de seguridad depende de:

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

Dado un talud con geometría establecida y propiedades de suelo definidas, se obtendrá un factor de seguridad mínimo (F_{min}), que expresa la magnitud de la reducción que deben experimentar los parámetros de resistencia a cortante del suelo, según el criterio de Coulomb (c y $\tan(\phi)$), para alcanzar un estado de Equilibrio Límite. El factor de seguridad mínimo de todas las posibles superficies de falla debe cumplir la siguiente condición de diseño:

$$F_{min} \geq F_{norma}$$

Los códigos internacionales de construcción de muchos países del mundo, establecen como F_{norma} , el valor de 1.5, el cual está en función de la economía y de los riesgos a asumir en caso de producirse un deslizamiento.

1.2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

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

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

En la Figura 1 podemos ver un círculo de falla de radio R y las fuerzas que actúan sobre una dovela.

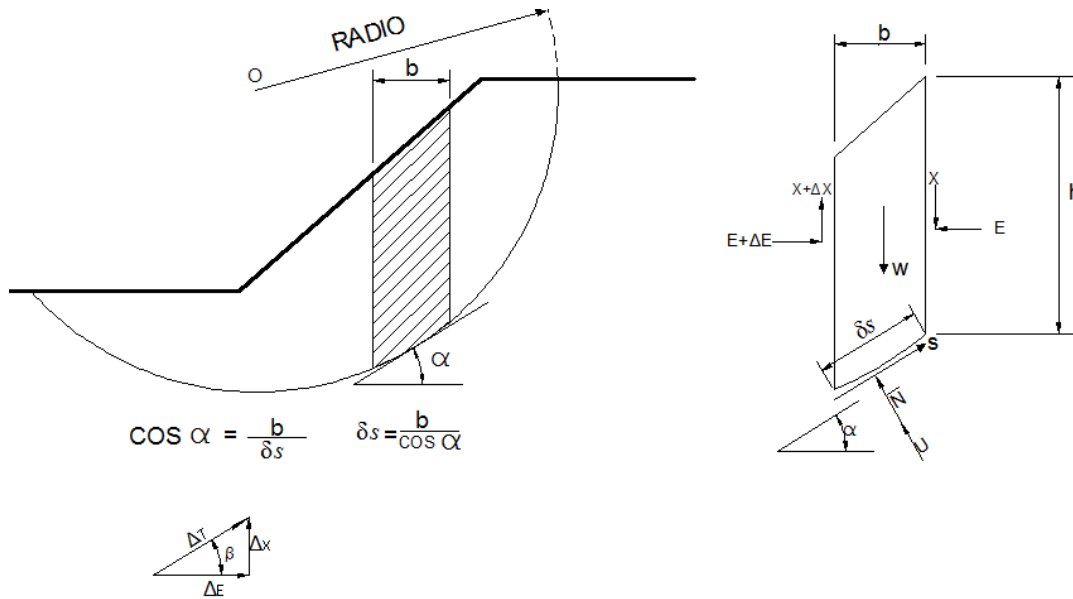


Figura 1: Círculo de falla de radio R y las fuerzas que actúan sobre una dovela [1].

Donde:

- \bar{N} = Resultante normal sobre una dovela.
- U = Resultante de presión de poros.
- W = Peso de cada dovela analizada.
- α = Ángulo entre la tangente del centro de cada dovela y la horizontal.
- ΔT = Resultantes de las fuerzas laterales en la cara de contacto de las dovelas.
- E = Tensión normal en el costado de cada dovela.
- S = Resistencia a cortante.
- δ_s = Longitud de arco de una dovela.
- x = Distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela a la vertical que pasa por el centro del círculo.
- b = Ancho de la dovela.
- h = Altura de la dovela.

En la Tabla 1 se enuncian las incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas y momentos para las n dovelas en las que ha sido dividida la masa deslizante.

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



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

A. Incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas

- n : Resultantes de las fuerzas normales, \bar{N} , sobre la base de cada dovela.
- 1 : Factor de Seguridad.
- $n-1$: Resultantes de las fuerzas laterales, ΔT , en la cara de contacto de las dovelas o rebanadas.
- $n-1$: Ángulos β que expresa la inclinación de la resultante ΔT con respecto a la horizontal.
- $3n-1$: **Incógnitas para $2n$ ecuaciones.**
-

B. Incógnitas asociadas al equilibrio de momentos

- n : Coordenadas de situación de las resultantes, \bar{N} , sobre la base de cada dovela.
- $n-1$: Coordenadas de situación de la resultante ΔT .
- $2n-1$: **Incógnitas para n ecuaciones.**
-

C. Total de incógnitas

- $5n-2$: **Incógnitas para $3n$ ecuaciones.**
-

Tabla 1: Incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas y momentos para las “ n ” dovelas [1].

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

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

En la Figura 2 podemos observar el polígono de fuerzas general que actúan sobre una dovela.

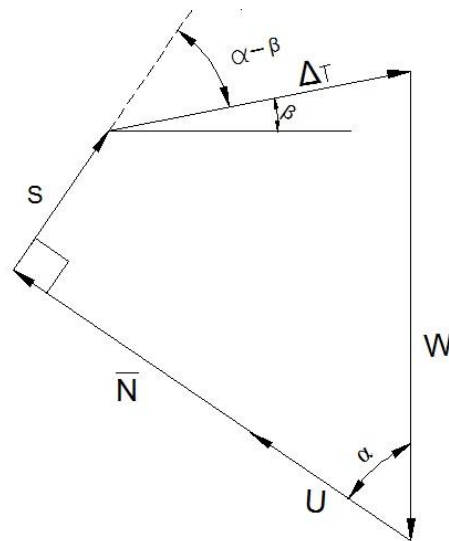


Figura 2: Polígono de fuerzas actuantes en una dovela, para β conocido [1].

Al proyectar las fuerzas en las direcciones \bar{N} y S , (ver Figura 2), se obtienen las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$(\bar{N} + U) = W \cos \alpha + \Delta T \sin(\alpha + \beta) \quad \text{Ec. 1}$$

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

Donde:

- β = Ángulo de inclinación de la resultante ΔT con respecto a la horizontal.
- S = Resistencia a cortante.

Debido a que el factor de seguridad “es la magnitud en que puede reducirse la resistencia a cortante del suelo para que se produzca el deslizamiento a lo largo de la superficie de falla más desfavorable” [1] en cada dovela, se obtiene la siguiente ecuación:

$$S = \frac{1}{F} (C' + \bar{N} \tan \phi') \quad \text{Ec. 3}$$

Siendo:

$$C' = c' \delta_s \quad \text{Ec. 4}$$

Donde:

- ϕ' = Ángulo de fricción interna efectivo.
- c' = Cohesión efectiva.
- F = Factor de seguridad.
- δ_s = Longitud de arco de una dovela.

Reemplazando el equivalente de S de la Ec. 3 en la Ec. 2 tenemos:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$\frac{1}{F} (C' + \bar{N} \tan \phi') + \Delta T \cos(\alpha - \beta) = W \sin \alpha \quad \text{Ec. 5}$$

Por lo tanto, el sistema de $2n$ ecuaciones que define el equilibrio de la masa deslizante, es el sistema de ecuaciones que forman la Ec. 1 y la Ec. 5.

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

$$\sum W \cdot x = \sum S \cdot R \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

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

Reemplazando la Ec. 3 en la Ec. 6 tenemos:

$$F = \frac{R \sum (C' + \bar{N} \tan \phi')}{\sum W \cdot x} \quad \text{Ec. 7}$$

En la Ec. 7 observamos que las únicas incógnitas son los n valores \bar{N} .

Operando la Ec. 1 y Ec. 5, tenemos:

$$\bar{N} = \frac{W \cos \alpha [1 + \tan(\alpha - \beta)] - \frac{1}{F} C' \tan(\alpha - \beta) - U}{1 + \frac{\tan \phi' \tan(\alpha - \beta)}{F}} \quad \text{Ec. 8}$$

En la Ec 8 observamos que no se necesita obtener el valor de ΔT para obtener el factor de seguridad.

1.2.2 MÉTODO DE FELLENIUS

El método de Fellenius consiste en hacer la hipótesis de que $\beta = \alpha$, para cada dovela. Por lo tanto, la Ec. 8, quedaría:

$$\bar{N} = W \cos \alpha - U \quad \text{Ec. 9}$$

Sustituyendo la Ec. 9 en la Ec. 7, tenemos:

$$F = \frac{R \sum c' \cdot \delta s}{\sum W \cdot x} + \frac{R \sum (W \cos \alpha - u \cdot \delta s) \tan \phi'}{\sum W \cdot x} \quad \text{Ec. 10}$$



Donde:

- u = Presión de poros.

1.2.3 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

El método de Bishop Simplificado supone que el ángulo $\beta=0$ en cada dovela. Por lo tanto, la Ec. 8 quedaría:

$$\bar{N} = \frac{(W - c' \cdot b \cdot \tan \alpha - u \cdot b) \sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}} \quad \text{Ec. 11}$$

Donde:

- b = Ancho de la dovela.

Sustituyendo esta ecuación en la Ec. 7 tenemos:

$$F = \frac{R \sum \left\{ \left[c' b + (W - ub) \tan \phi' \right] \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F}} \right\}}{\sum W \cdot x} \quad \text{Ec. 12}$$

Que también se puede expresar como:

$$F = \frac{R \sum c' \cdot \delta_s \cdot \eta}{\sum W \cdot x} + \frac{R \sum (W - ub) \varepsilon \tan \phi'}{\sum W \cdot x} \quad \text{Ec. 13}$$

Donde:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F}} \quad \text{Ec. 14}$$

$$\varepsilon = \eta \cdot \sec \alpha \quad \text{Ec. 15}$$



1.2.4 PRESIONES DE PORO EN EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

En un talud la presión de poro está dada por las tres componentes:

$$\mu = \mu_c + \mu_h + \mu_f \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

- μ = Presión de poro.
- μ_c = Componente de consolidación, debida a un cambio de las presiones totales.
- μ_h = Componente hidrostática, debida a la altura de agua existente sobre el punto considerado.
- μ_f = Componente de filtración, debida a un flujo de filtración.

Si sobre un talud se aplica una carga externa, en el cuerpo del talud se producen presiones de poros de consolidación. Cuando en el cuerpo del talud existe un nivel estático de agua, se produce presiones de poro hidrostáticas por debajo de dicho nivel. Finalmente, cuando existe flujo a través del cuerpo del talud, la presión de poros sería la correspondiente a la suma de la componente hidrostática más la componente de filtración, y para su cálculo se requiere determinar la red de flujo (presión hidrodinámica).

1.2.5 ANÁLISIS EN TENSIONES EFECTIVAS Y EN TENSIONES TOTALES

El análisis de estabilidad de taludes puede realizarse, tanto en tensiones efectivas (*TE*), como en tensiones totales (*TT*). En la Tabla 2 podemos observar las características de ambos análisis, mediante la hipótesis de que el terraplén está construido sobre una cimentación firme y que se realiza una construcción rápida, de manera que no se produce variación en la humedad del suelo.

Finalmente se concluye que: un análisis en tensiones totales es apropiado cuando se requiere mantener al mínimo el costo de análisis ingenieril y existen otros factores que indican que el factor de seguridad total va a ser alto; mientras que un análisis en tensiones efectivas es apropiado cuando exista una gran posibilidad de minorar costos de construcción mediante una análisis ingenieril más exhaustivo (importancia económica de la obra) [1].



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

ANÁLISIS EN TENSIONES TOTALES

REQUISITOS	COMENTARIOS
Tensiones totales en la masa del suelo debido a fuerzas de masa y cargas externas.	Común a los dos métodos.
Ensayos para determinar la resistencia del suelo cuando es sometido a cambios en esfuerzos totales, similares a los cambios de esfuerzos dentro de la masa del suelo.	La exactitud del ensayo es siempre dudosa, ya que la resistencia depende de las presiones de poro inducidas, las cuales dependen a su vez de muchos detalles del método de ensayo; los ensayos son fáciles de realizar.

ANÁLISIS EN TENSIONES EFECTIVAS

REQUISITOS	COMENTARIOS
Tensiones totales en la masa del suelo debido a fuerzas de masa y cargas externas.	Común a los dos métodos.
Ensayos lentos para determinar la relación entre la resistencia a cortante y los esfuerzos efectivos.	Puede realizarse con considerable exactitud, ya que esta relación es muy poco sensible a las condiciones de ensayo. Los ensayos son prolongados.
Determinación de los cambios en presión de poro resultantes de los cambios en cargas externas.	La exactitud es dudosa debido a los muchos factores que afectan la magnitud de los cambios de presión de poro.

COMPARACIÓN ENTRE UN ANÁLISIS EN TENSIONES TOTALES (TT) Y TENSIONES EFECTIVAS (TE)

CRITERIO	TENSIONES TOTALES	TENSIONES EFECTIVAS
Simplicidad de cálculos en el ensayo	Mucho menos esfuerzo, ya que en el análisis en TE tienen el paso adicional de determinación de los cambios en presiones de poro.	
Confiabilidad	No hay diferencias: las mismas lagunas que existen en el conocimiento, que hacen difícil reproducir los cambios en presiones de poro, hacen difícil predecir (y reproducir) las condiciones apropiadas para el ensayo rápido.	
Claridad en los resultados		Más claro, porque la resistencia a cortante es controlada por las TE. Es posible comprobar el diseño mediante la medición de la presión de poro durante la construcción.

Tabla 2: Características del análisis en Tensiones Efectivas y en Tensiones Totales [1].

1.3 ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN PRESAS DE TIERRA

1.3.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD AL FINAL DE CONSTRUCCIÓN EN TENSIONES TOTALES

Para el análisis de estabilidad al final de construcción, se considera que el peso propio del terraplén actúa sobre el cuerpo del talud y la cimentación, produciéndose presiones de poro por consolidación que no se disipan totalmente en el período de construcción; es por eso que para el diseño se utilizan los parámetros (c_R y ϕ_R) correspondientes a ensayos rápidos (envolvente total), los cuales llevan implícitos la excesos de presión de poros por encima de los hidrostáticos (μ_c), inducidos por dicho peso propio.

Se hará el análisis de estabilidad al talud con mayor pendiente, dándose por entendido que el otro talud es más estable para una misma altura.

Para el caso de una presa homogénea de tierra con material diferente al de la cimentación (ver Figura 3), se considerará el material del cuerpo del talud con peso húmedo (γ_f) y el material de la cimentación con el peso saturado (γ_{sat}), puesto que se hace la hipótesis de que el nivel estático del agua (NEA) se encuentra a nivel de la cimentación y el agua permanece estática ($i=0$).

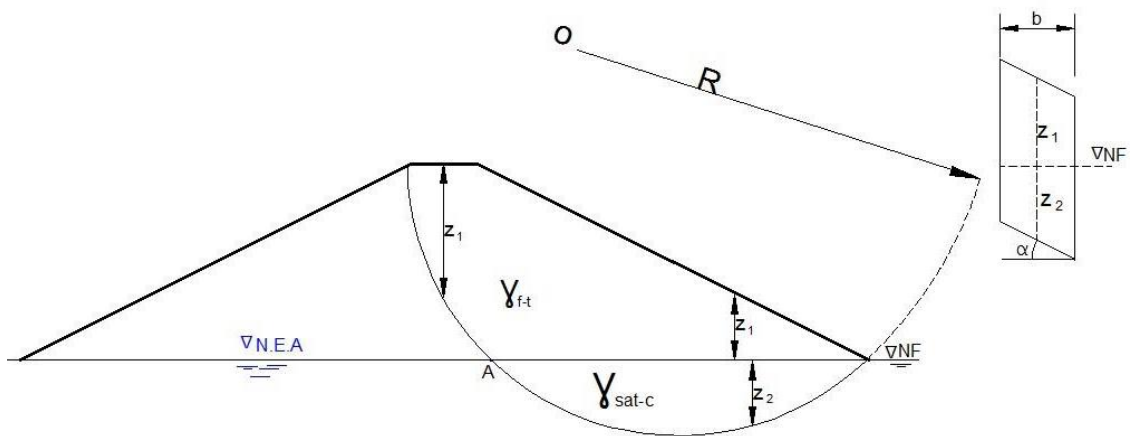


Figura 3: Esquema común de una presa al final de la construcción, con círculo de falla de radio R [1].

La fórmula de Bishop para el cálculo del factor de seguridad, queda de la siguiente manera:

$$F_B = \frac{R \sum c_R \cdot \delta_s \cdot \eta}{\sum W \cdot x} + \frac{R \sum (W - u \cdot b) \cdot \varepsilon \cdot \tan \phi_R}{\sum W \cdot x} \quad \text{Ec. 17}$$

Donde:

$$W = (\gamma_f \cdot z_1 + \gamma_{sat} \cdot z_2) \cdot b \quad \text{Ec. 18}$$

$$u = u_h = \gamma_w \cdot z_2 \quad \text{Ec. 19}$$

- Z_1 = Altura del material húmedo en el centro de la dovela.
- Z_2 = altura del material saturado en el centro de la dovela.

Nota: Para las dovelas que tienen su base en el material del terraplén, los valores de c_R y ϕ_R son obtenidos de muestras compactadas semisaturadas del terraplén. Para las dovelas que tienen su base en el material del cemento, los valores de c_R y ϕ_R son obtenidos de muestras “inalteradas” y saturadas del material del cemento.

1.3.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DURANTE LA OPERACIÓN

La particularidad del estado de carga “operación”, consiste en considerar que las presiones de poro (μ_c) que se generan en la etapa constructiva, se han disipado y se establece la red de flujo en el terraplén y el cemento de la presa, por lo que en la región de flujo tenemos la presión hidrodinámica, que es la suma de la componente hidrostática y la de filtración ($\mu = \mu_h + \mu_f$) (ver Figura 4).

En este estado de carga el talud a analizar es el de aguas abajo, ya que quien produce la inestabilidad es el flujo de agua, que lleva la misma dirección de éste.

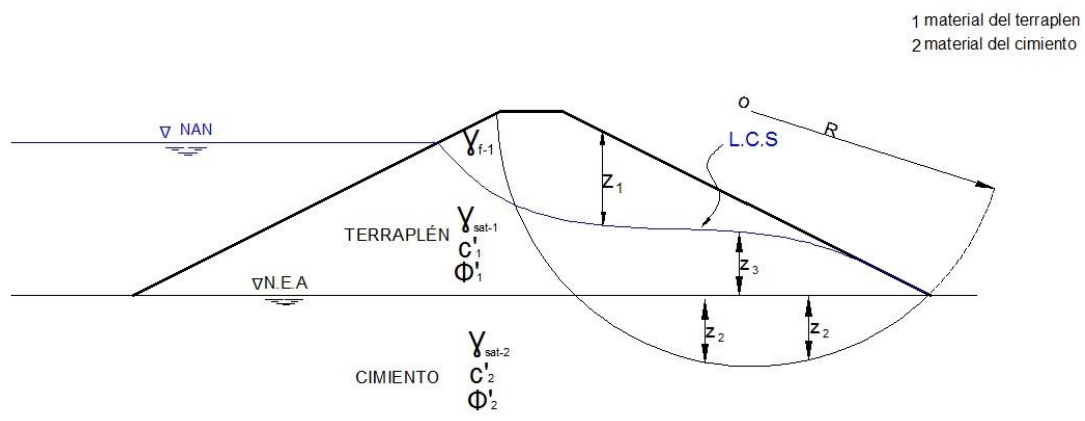


Figura 4: Esquema común de una presa en operación, con círculo de falla de radio R [1].

El estado de carga “operación” está representado por ensayos de corte lento o drenado, por lo que la resistencia a cortante a utilizar en el análisis son los ensayos lentos o drenados, y por tanto se hace un análisis en Tensiones Efectivas.

También se necesita los valores de los pesos específicos saturados de los materiales que se encuentran por debajo de la línea superior de corriente y los pesos específicos húmedos de los materiales que se encuentren por encima de dicha línea. Las presiones de poro (μ) son las pertenecientes a la presión hidrodinámica debido, a la red de flujo que se origina.

Algunas simplificaciones conservadores que se hacen con el objetivo de facilitar las operaciones en el análisis de estabilidad durante la operación son:

Simplificación 1: Imaginar que el flujo del agua de infiltración se da solo en el cuerpo del talud, mientras que en el cimiento no existe flujo ($i=0$) y el agua permanece estática por debajo del NEA, como se muestra en la Figura 4.

Simplificación 2: Considerar que la presión de poros (μ) en la zona de filtración comprendida entre la línea superior de corriente y el nivel estático del agua, es igual a la componente hidrostática (μ_h), despreciando el valor de la componente de filtración (μ_f) (ver Figura 5). Esta simplificación es conservadora ya que ($\mu_h > \mu$).

Con estas simplificaciones, para la Fórmula de Bishop, (Ec. 13, Ec.14 y Ec. 15), se tiene que:

$$W = b(\gamma_{f1} \cdot Z_1 + \gamma_{sat-1} \cdot Z_3 + \gamma_{sat-2} \cdot Z_2) \quad \text{Ec. 20}$$

Donde:

- Z_3 = Altura del material saturado del terraplén.

$$u = \gamma_w \cdot (Z_3 + Z_2) \quad \text{Ec. 21}$$

Donde:

- γ_w = Peso específico del agua.

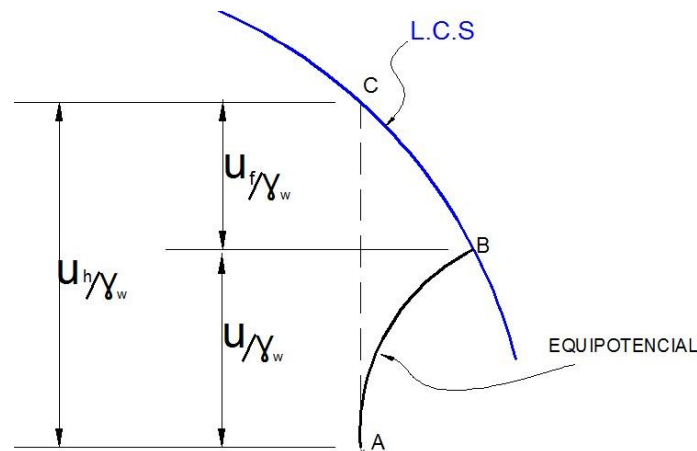


Figura 5: Esquema que indica que tomar $\mu = \mu_h$, es una hipótesis conservadora [1].

1.3.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DURANTE UN DESEMBALSE RÁPIDO EN TENSIONES EFECTIVAS

El desembalse rápido ocurre cuando el nivel normal de operación del agua en el embalse, desciende rápidamente y el agua en el interior del terraplén se mantiene prácticamente en el mismo nivel que estaba cuando se encontraba operando normalmente (ver Figura 6). En el capítulo XI-6 del libro: Mecánica de Suelos, Tomo 2, de Juárez Badillo, se indica que según estudios realizados a 12 presas, las fallas ocurrieron ante un desembalse con una velocidad mínima de descenso del nivel del agua de 10 cm/día [2].

El análisis de estabilidad para este estado de carga se lo realiza en el talud aguas arriba.

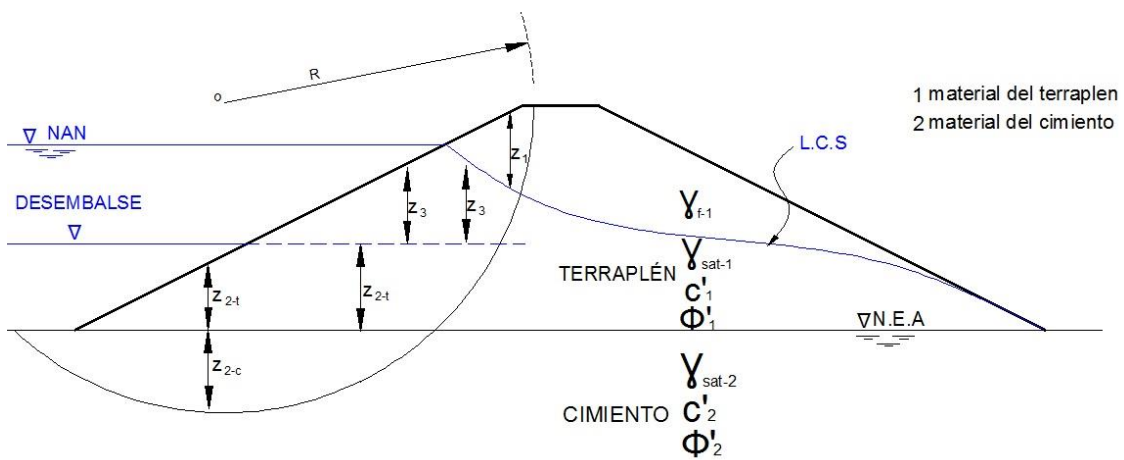


Figura 6: Esquema del talud aguas arriba de una presa ante un desembalse rápido, con círculo de falla de radio R [1].

La presión de poros después del desembalse, es la suma de la presión que había antes de que descendiese el nivel y el cambio de ésta que introduce el desembalse, (ver punto P en la Figura 7).

$$u_1 = u_h + u_f = (z_w + z_3) \gamma_w - z' \gamma_w \quad \text{(Presión de poros inicial)} \quad \text{Ec. 22}$$

$$\Delta u = -z_w \cdot \gamma_w \cdot \bar{B} = u_c \quad \text{(Cambio de presión de poros)} \quad \text{Ec. 23}$$

$$u_2 = (z_3 + (1 - \bar{B}) z_w - z') \gamma_w \quad \text{(Presión de poros final)} \quad \text{Ec. 24}$$

$$u_c = \bar{B} \left(\frac{W}{b} \right) \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

- \bar{B} = coeficiente de presión de poros. Es la relación entre la variación de las presiones de poros con la variación de las tensiones totales.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

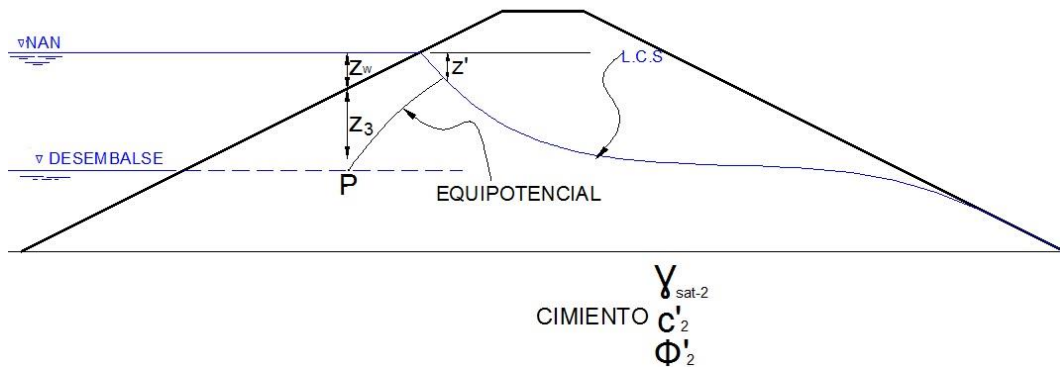


Figura 7: Esquema común de una presa, para el cálculo de las presiones de poro, antes del desembalse [1].

Algunas simplificaciones que se hacen con el objetivo de facilitar las operaciones en el análisis de estabilidad durante un desembalse rápido son:

Simplificación 1: En presas homogéneas de tierra se realiza la hipótesis de que el descenso de la altura del agua en el interior del talud es nulo, calculándose el factor de seguridad como si el material que se encuentra por debajo de la línea de corriente superior (LCS) se mantuviese saturado.

Simplificación 2: Imaginar que por debajo del nivel de agua, no se produce movimiento ($i=0$), siendo la presión de poros:

$$u_2 = \left[z_2 + z_3 + (1 - \bar{B}) z_w - z' \right] \cdot \gamma_w \quad \text{Ec. 26}$$

Simplificación 3: Considerar $\bar{B}=1$, siendo la presión de poros:

$$u_2 = \left[z_2 + z_3 - z' \right] \gamma_w \quad \text{Ec. 27}$$

Simplificación 4: Realizar la hipótesis $z'=0$, siendo la presión de poros:

$$u_2 = (z_2 + z_3) \cdot \gamma_w \quad \text{Ec. 28}$$

Simplificación 5: Reemplazar la Ec. 28 en la fórmula del factor de seguridad por el método de Bishop:

$$F_B = \frac{R \sum c' \cdot \delta s \cdot \eta}{\sum W \cdot x} + \frac{R \sum (W - u \cdot b) \tan \phi' \varepsilon}{\sum W \cdot x} \quad \text{Ec. 29}$$

Donde:

$$u = (z_2 + z_3) \gamma_w \quad \text{Ec. 30}$$

$$W = b \left(\gamma_{sat-c} \cdot z_{2-c} + \gamma_{sat-t} \cdot z_{2-t} + \gamma_{sat-t} \cdot z_3 + \gamma_{f-t} \cdot z_1 \right) \quad \text{Ec. 31}$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Finalmente, para realizar el análisis de estabilidad de taludes durante un desembalse rápido en Tensiones Efectivas, se deberá sustituir: en la expresión de Bishop los valores de c' y ϕ' , que serán los correspondientes ensayos lentos. Las dovelas con base en el material del cimiento, con los valores de c'_2 y ϕ'_2 de muestras “inalteradas” y saturadas del material del cimiento. Las dovelas con base en el material compactado del terraplén y por debajo de la LCS, con valores c'_1 y ϕ'_1 , de muestras compactadas y saturadas del material del terraplén. Aunque las dovelas con base en el material húmedo del terraplén tienen valores de c' y ϕ' mayores a c'_1 y ϕ'_1 , se toman estos valores por economía y se está de lado seguro.

1.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES BAJO ACCIÓN SÍSMICA

En la actualidad existen varios métodos para realizar el análisis de estabilidad de taludes ante carga sísmica, entre los cuales podemos mencionar [3]:

- Método pseudoestático de análisis de estabilidad por Equilibrio Límite.
- Métodos simplificados que estiman la deformación de la superficie de falla como son los métodos de Newmark, 1965; Markdisi y Seed, 1978; Jansen, 1990 y Sarma, 1979.
- Métodos que toman en cuenta la resistencia residual, para realizar un análisis de estabilidad.
- Métodos que utilizan elementos finitos.

Aunque en la actualidad se han desarrollado varios métodos de análisis de estabilidad de taludes bajo acción sísmica, los cuales aún se encuentran en etapa de desarrollo, todavía son utilizados los métodos pseudoestáticos de análisis de estabilidad por Equilibrio Límite, debido a que requieren parámetros de fácil obtención y económicos, siendo sus resultados confiables. Debido a estas consideraciones a continuación se explicará este método.

1.4.1 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO

Los efectos de un sismo en una presa pueden modelarse utilizando aceleraciones horizontales y verticales constantes. Terzaghi, 1950, fue el primero en aplicar un modelo pseudoestático para realizar un análisis de estabilidad de taludes ante un sismo [4].

El análisis pseudoestático modela los posibles efectos de los sismos por aceleraciones pseudoestáticas, las cuales producen fuerzas de inercia horizontal y vertical (F_h y F_v) que se producen en el centro de gravedad de cada dovela. Las fuerzas están dadas por:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad \text{Ec. 32}$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad \text{Ec. 33}$$

Donde:

- a_h, a_v : Aceleraciones pseudoestáticas horizontal y vertical.
- k_h, k_v : Coeficientes pseudoestáticos horizontal y vertical adimensionales.
- W : Peso de cada dovela analizada.

1.4.2 COEFICIENTE PSEUDOESTÁTICO HORIZONTAL Y VERTICAL

Los coeficientes pseudoestáticos están en función de [5] :

- La sismicidad de la zona.
- Características físicas y geotécnicas de la cimentación; a menor densidad del suelo de la cimentación, mayor será la amplificación sísmica.
- Importancia de la obra y riesgo de daños económicos y de vidas humanas aguas abajo de la presa.

El coeficiente pseudoestático horizontal tiene mayor influencia desestabilizadora que el coeficiente pseudoestático vertical, por lo que la norma española: “Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas” y otras normas internacionales, recomiendan no considerar el efecto producido por la fuerza vertical ante un evento sísmico [6].

Existe mucha incertidumbre acerca del valor a tomar, para el coeficiente pseudoestático horizontal, en el análisis de estabilidad de taludes, ante un evento sísmico. A continuación se muestra información recopilada acerca de criterios a considerar para la elección del k_h , según algunos autores reconocidos mundialmente y k_h 's utilizados en algunas presas a nivel mundial:

- Terzaghi, 1950, sugirió tomar valores de k_h entre 0.1 a 0.5, en el cual, el valor de 0.1, representa un terremoto grave; un valor de 0.2, representa un terremoto violento y destructivo, y finalmente el valor 0.5, representa un terremoto catastrófico.
- Seed, 1979, establece que los coeficientes pseudoestáticos deben estar entre 0.1 a 0.12 [4].
- La Norma Española exige que para zonas de sismicidad alta, el k_h será como mínimo igual al 10 por 100 de la gravedad [6].
- En Estados Unidos, que contiene alrededor de 4000 presas, se utilizaron k_h 's que se encuentran en el rango de 0.05 a 0.15.
- En Japón, país con alto riesgo sísmico, se utilizaron k_h 's que se encuentran en el rango de 0.12 a 0.25 [7].



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- En México, presas como Infiernillo (fue la presa más alta construida hasta 1948) y la Villita, fueron diseñadas con un $k_h= 0.15$.
- Las presas de Digua, la Paloma y Yeso, en Chile, utilizaron k_h 's entre 0.1 a 0.2, para el análisis de estabilidad de sus taludes [5].
- En Ecuador, La Presa Baba, que se encuentra ubicada en el cantón Buena Fe, provincia de los Ríos (cerca del área del proyecto PACALORI), fue diseñada con un $k_h= 0.2$.
- Un k_h entre 0.1 a 0.2, conduce a un diseño relativamente seguro [5].

Para obtener el k_h la Federal Highway Administration (FHWA), recomienda tomar la mitad de la aceleración máxima en roca esperada en el sitio (PGA), para un período de retorno determinado [8].

Existen dos formas de encontrar la PGA , comúnmente utilizados a nivel mundial: La primera, es mediante la recopilación de información de todos los sismos acontecidos cerca del área donde se ubicará la presa (generalmente a un radio de 200 km). Entonces, la aceleración horizontal de diseño, es igual a la máxima obtenida de los registros, según la Ec. 34 propuesta por Saragoni, en 1979 [9]:

$$PGA = \frac{2300e^{0.71M}}{(R + 60)^{1.6}} \quad \text{Ec. 34}$$

Donde:

- $PGA=$ Aceleración horizontal (cm/s^2).
- $M=$ Magnitud del evento sísmico en la escala de Richter.
- $R=$ Distancia del epicentro del sismo al punto estudiado (km).

La segunda, la PGA se obtiene de las Curvas de Peligro Sísmico de un lugar determinado, las cuales relacionan la aceleración, y su probabilidad anual de excedencia (que es la inversa del período de retorno). Estas curvas son el resultado de análisis probabilísticos y estadísticos de peligro sísmico en un lugar determinado. Este análisis integra información sismotectónica, parámetros sismológicos y leyes de atenuación regionales para los diferentes mecanismos de ruptura.

En la Figura 8 se muestran las Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Babahoyo proporcionados por la NEC, en la cual podemos encontrar la aceleración máxima en roca esperada en el sitio (PGA) y la aceleración para estructuras con un período de vibración de 1,0.5, 0.2 y 0.1 (s).

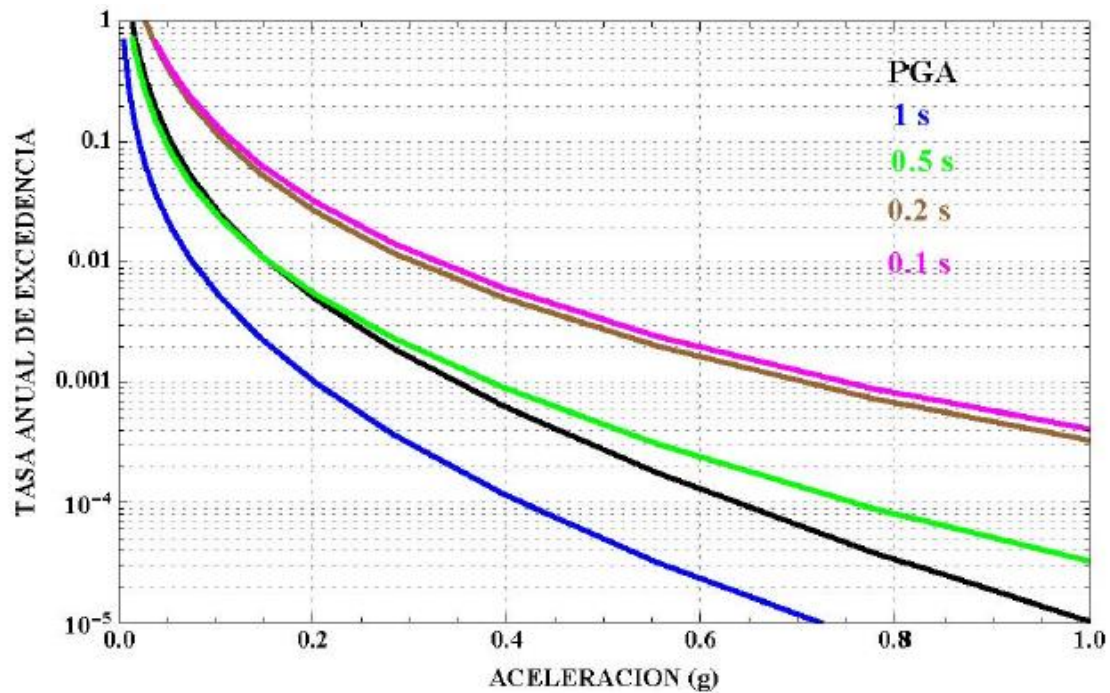


Figura 8: Curvas de peligro sísmico para Babahoyo.
Elaboración: Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC” [10].

Existe también mucha incertidumbre para la elección de un apropiado período de retorno de la aceleración máxima esperada a considerarse en la estabilidad de taludes de presas ante carga sísmica; es por eso que a continuación se presentan algunas consideraciones recomendadas por autores y entidades reconocidas mundialmente en el diseño de presas:

- El libro “USACE MANUAL” de la “United States Army Corps of Engineers”, recomienda que en lugares con alta sismicidad se debe hacer un análisis costo-riesgo, al momento de escoger el sismo de diseño (un sismo de diseño con un período de retorno mayor, conlleva también mayor costo de construcción), puesto que en ciertas ocasiones resulta más barato curar grietas o corregir deslizamientos que sobredimensionar una presa.
- La “UNITED STATES, BUREAU OF RECLAMATION” en su obra “DESIGN OF SMALL DAMS”, establece trabajar con el MCE (Maximun Credible Earthquake), terremoto de diseño con el cual la presa no debe colapsar, ni producirse descargas de aguas no controladas [11].
- El “International Committee On Large Dams (ICOLD)”, sugiere también trabajar con el OBE (Operating Basis Earthquake), terremoto de diseño con el cual, la presa no debe sufrir ningún tipo de grietas.
- Algunos autores e instituciones establecen los períodos de retorno que se deberán considerar para la selección del MCE o el OBE (ver Tabla 3).

	Bolinaga	ICOLD	Popovici		Norma Española NCSE-94	
OBE	100	150				
MCE		1000	Presa tipo II	300	Presa tipo B y C	1000
			Presa tipo I	1000	Presa tipo A	10000

Tabla 3: Períodos de Retorno en años para MCE y OBE, según algunos autores e instituciones [2],[11] y [13].

El OBE se utiliza generalmente para presas de hormigón en las que se puede identificar grietas producidas en la estructura a través de métodos basados en elementos finitos. El MCE es propicio para presas de tierra, evitando períodos de retorno elevados que causen un sobredimensionamiento de la presa.

1.4.3 MÉTODO PSEUDOESTÁTICO DE EQUILIBRIO LÍMITE APLICADO A BISHOP

Para encontrar el factor de seguridad, por el método de Bishop, que involucre la fuerza pseudoestática horizontal que es producida por el sismo, se debe realizar un análisis de estabilidad de taludes, introduciendo dicha fuerza en el análisis de equilibrio, como se observa en la Figura 9.

Con las mismas hipótesis tomadas en consideración del epígrafe 1.2.3, podemos deducir la fórmula de Bishop considerando carga sísmica, la cual puede ser utilizada para los tres estados de carga (final de construcción, operación y desembalse rápido).

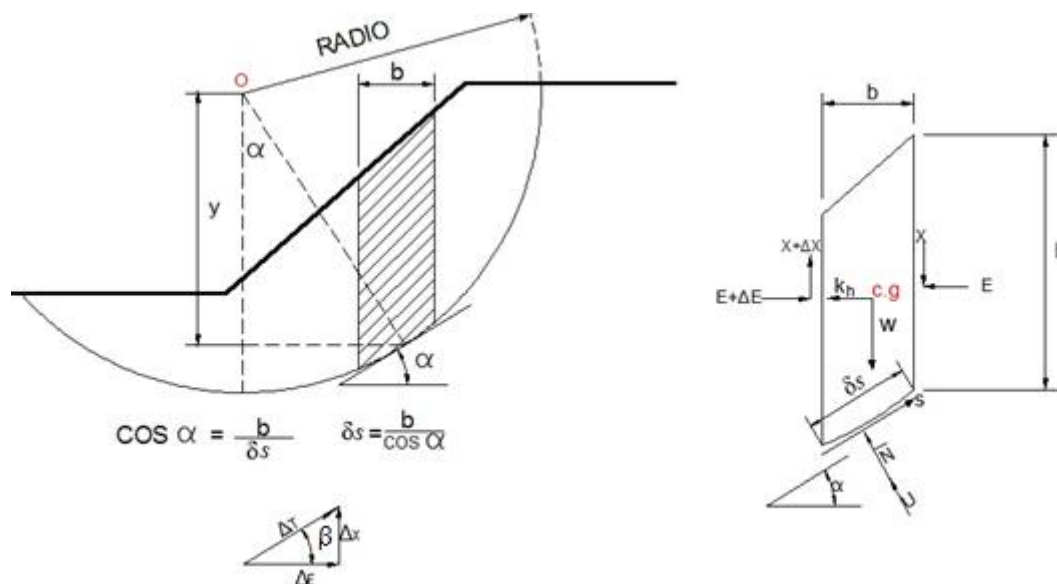


Figura 9: Círculo de falla de radio cualquiera y las fuerzas que actúan sobre una dovela con acción sísmica.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Realizando el análisis de equilibrio de la masa de suelo deslizante, analizándola como un todo, tenemos:

$$\sum W \cdot (x + k_h y) = \sum S \cdot R \quad \text{Ec. 35}$$

Donde:

$$y = R \cos \alpha - \frac{h}{2} \quad \text{Ec. 36}$$

h = Altura de la dovela.

$$F = \frac{R \sum c' \cdot \delta_s \cdot \eta}{\sum W \cdot (x + k_h y)} + \frac{R \sum (W - ub) \varepsilon \tan \phi'}{\sum W \cdot (x + k_h y)} \quad \text{(Fórmula de Bishop) Ec. 37}$$

Donde:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F}} \quad \text{Ec. 38}$$

$$\varepsilon = \eta \cdot \sec \alpha \quad \text{Ec. 39}$$

Una vez obtenida la fórmula de Bishop simplificado con acción sísmica (ver Ec. 37), observamos que la fuerza pseudoestática horizontal reduce el factor de seguridad. Para el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra, teniendo en cuenta la acción sísmica, se utiliza esta fórmula aplicándola a los tres estados de carga con las diferentes consideraciones que existen en cada uno de ellos.

1.5 DISEÑO DE LOS TALUDES DE LAS PRESAS DE TIERRA

El diseño de taludes en presas de tierra está ligado a la importancia económica relativa de la presa, la cual relaciona el costo total de la obra con el beneficio económico que producirá. También es muy importante considerar el costo humano y de materiales que implicaría la destrucción de la obra [1].

La inclinación de los taludes está en función de la altura de la presa, propiedades mecánicas del cimiento y del cuerpo de la presa y de las fuerzas que actúan en los taludes.

No existe una manera directa de definir la pendiente de los taludes; lo más común es pre-dimensionar, basándose en los datos de taludes de presas que hayan sido construidas y comprobar que el factor de seguridad mínimo de todos los posibles sea mayor o igual al que establece la norma, para los diferentes estados de carga e incluyendo la acción sísmica. Si no cumple lo anterior hay que variar la pendiente de los taludes [3]. Este proceso de diseño es un proceso de tanteo, en el que se intenta garantizar la estabilidad y la seguridad de los taludes de la presa y hacerlo económicamente sustentable, puesto que una



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

presa con taludes menos empinados representa una mayor estabilidad, pero mayor inversión económica al mismo tiempo.

La Tabla 4 muestra algunos valores típicos de las pendientes de los taludes en función a la altura de la presa, que podemos utilizar en el pre-dimensionamiento.

Altura de la presa (H) (metros)	Pendiente de los taludes	
	Aguas arriba	Aguas abajo
$H \leq 10$	$m=2.0$	$m=1.5$
$10 < H \leq 15$	2.0-2.5	1.5-2.0
$15 < H \leq 30$	2.5-3.0	2.0-2.5
$30 < H \leq 50$	3.0-3.5	2.5-3.0
$H > 50$	4.0-5.0	3.5-4.0

Tabla 4: Valores más usuales para presas homogéneas de suelos arcillosos sobre cimientos rígidos, donde m es la cotangente del ángulo de inclinación del talud [1].



2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto PACALORI tiene como finalidad satisfacer la demanda de agua para riego (por goteo y aspersión) en la estación seca, mediante el almacenamiento de agua en embalses durante la estación lluviosa, los que a su vez reducirán el efecto nocivo de las inundaciones en el área del proyecto.

El área del proyecto se ubica en el Ecuador, en el centro de la Provincia de Los Ríos, perteneciente a la cuenca media del río Guayas (ver Figura 10) y está delimitada por los ríos Calabí, el cual hacia el sur del cantón Ventanas toma el nombre de Catarama, Quevedo y Macul. El área del Proyecto PACALORI para su diseño se lo dividió en dos subáreas; la zona Oeste, a lo largo del río Macul (95496.20 ha), y la zona Este (56473.10 ha) que será servida por el río Calabí [14].

La metodología propuesta en esta tesis para el análisis de estabilidad de las presas de tierra ante carga sísmica fue aplicada en la presa Chojampe 2 (ver Figura 11), perteneciente al proyecto Plan de Aprovechamiento y Control de Agua de la Provincia de los Ríos "PACALORI" (etapa de diseño), el cual fue ejecutado por el Programa de Manejo del Agua y del Suelo "PROMAS".

2.2 CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.2.1 TOPOGRAFÍA

La Unidad de Geomática del PROMAS, mediante el Sistema de Información Geográfica (SIG), elaboró mapas y cartografía en general, a escala 1:10 000, con curvas de nivel cada 2 m.

Se determinó que en el área del proyecto existen superficies planas y onduladas, con pendientes entre 5% y 40%, y con gargantas de ríos ligeramente encañonadas.

En la Figura 12, se muestra un ejemplo de la cartografía realizada para este proyecto en la etapa de factibilidad, en la cual se muestran los embalses, conducciones de riego y ubicación de las 13 presas del proyecto PACALORI.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

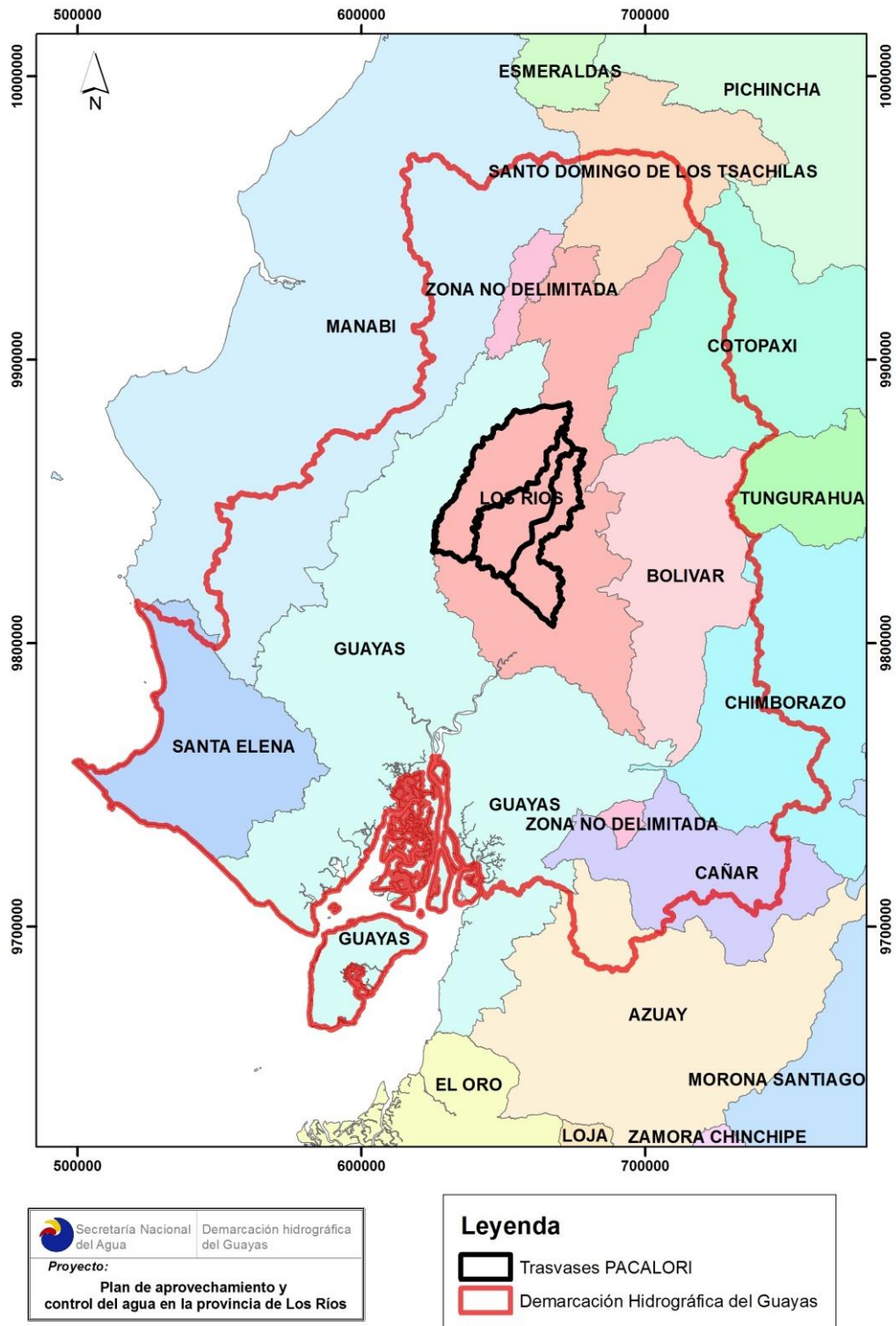


Figura 10: Ubicación del área del proyecto.
Elaboración: PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA, 2013.

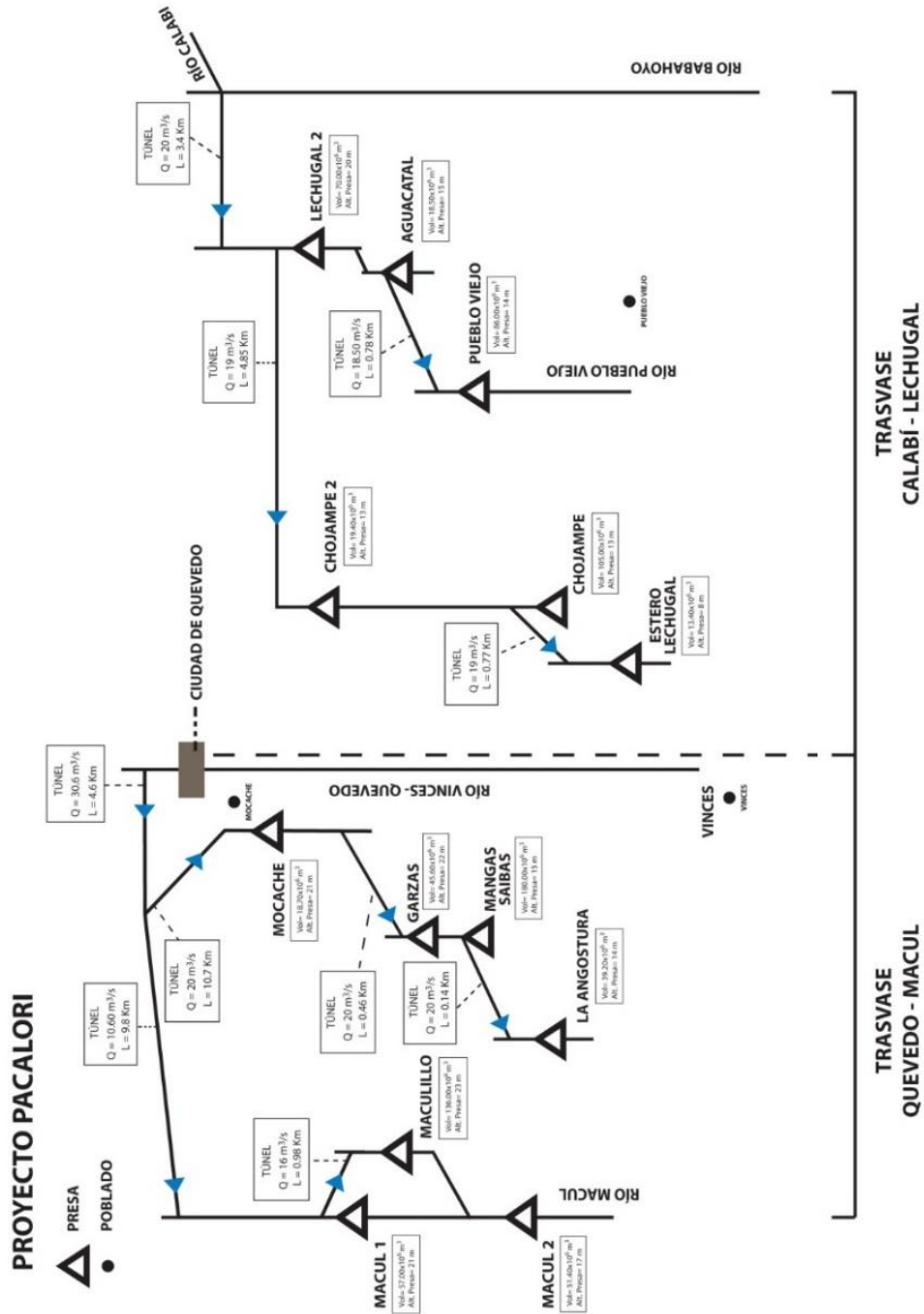


Figura 11: Esquema general del proyecto – etapa de Factibilidad.
Elaboración: PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA 2014 [15].

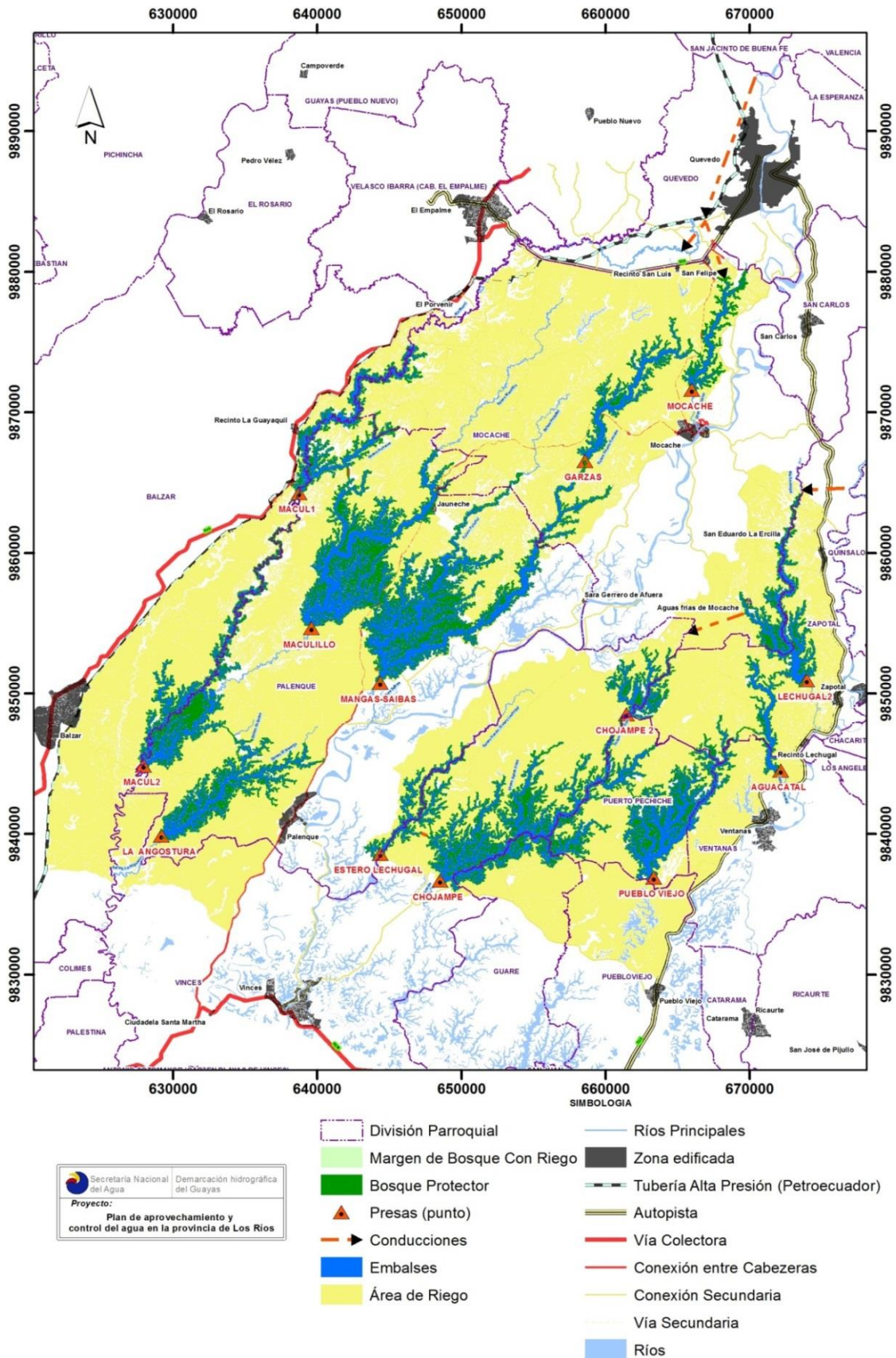


Figura 12: Embalses, conducciones y ubicación de presas – propuesta Factibilidad. Elaboración: PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA, 2014.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

2.2.2 GEOLOGÍA- GEOMORFOLOGÍA

Esta sección es fundamentada en el documento “Estudio de Factibilidad- Resumen Ejecutivo”, capítulo 8, del PROMAS- Universidad de Cuenca, 2013 [14].

El levantamiento geológico-geomorfológico se realizó por medio de imágenes satelitales, fotos aéreas, la topografía existente y ensayos de campo y de laboratorio.

La Geología del área del proyecto se encuentra, en su mayoría, formada por sedimentos cuaternarios poco consolidados pertenecientes a la formación Pichilingue y por depósitos aluviales recientes. En la zona oeste, en el río Macul, se encuentra formada también por materiales de la familia Balzar.

Gracias a las perforaciones realizadas, se determinó la existencia de estratos alternados de material limo arcilloso, arenas finas limosas y arena mal graduada, correspondientes a depósitos aluviales.

También se encontraron estratos con espesores de algunos metros, de materiales limos arcillosos de color gris blanquecino y de textura tobácea, de origen eólico; dicho material es ceniza proveniente de la erupción de volcanes de la cordillera de los Andes. Esta situación ha ocurrido en los últimos años sin causar inconvenientes graves a la población.

Debido a la sedimentación fluvial y lacustre ocasionada durante los períodos de calma después de las inundaciones, en toda el área de estudio existen sedimentos fluviales de materiales finos a muy finos (arenas finas, limos y arcillas), ligeramente orgánicos, pertenecientes al Holoceno.

Los materiales muy finos encontrados en el área de estudio son muy plásticos; los suelos son de baja consistencia, poco densos, con tonalidades amarillentas claras a gris oscuras. A este grupo pertenecen los materiales depositados en bancos que se descubren durante el estiaje en los cauces de los ríos, en las terrazas recientes y en los meandros abandonados.

La geomorfología de la zona se encuentra en constante modelación del paisaje, debido a que los agentes meteorológicos erosionan y transportan materiales desde las partes altas y luego lo depositan en las partes bajas, cercanas a los cauces y valles de los ríos perennes y generalmente meándricos.

Las perforaciones realizadas en el cierre de la presa Chojampe 2 demostraron un comportamiento artesiano, debido a capas permeables que actúan como reservorio de agua.

2.2.3 SISMOLOGÍA

La información presentada a continuación fue extraída del Tomo 4: Estudio de Factibilidad Informe Componente Geología y Geotecnia del proyecto PACALORI, realizado por el PROMAS, 2013 [9].

Para realizar la evaluación del riesgo sísmico en el área del proyecto se analizó la relación existente entre los principales fenómenos geológicos productores de terremotos, que son: movimiento diferencial de las placas tectónicas, fallas activas y vulcanismo [16], con información recopilada de los eventos sísmicos producidos por los mencionados fenómenos en el Ecuador y en la provincia de Los Ríos. La información obtenida la presentamos a continuación:

ACTIVIDAD SÍSMICA PRODUCIDA POR MOVIMIENTO DIFERENCIAL DE LAS PLACAS TECTÓNICAS Y FALLAS

En el Ecuador se identifican estructuras geológicas grandes, relacionadas con la convergencia de la placa de Nazca con la Sudamericana. Estas estructuras se refieren a grandes fallas y flexuras que se encuentran formando la orogenia andina y la actual cordillera costanera (ver Figura 13).

La costa ecuatoriana se encuentra en una zona donde convergen fosas marinas, placas tectónicas, zonas de subducción y zonas de crecimiento continental; por tal motivo, la cuenca del río Guayas se encuentra influenciada por el levantamiento costanero, el cual es provocado por la plataforma de Carnegie al ingresar en la zona de Benioff (ver Figura 13), produciendo la aparición de la formación Tablazo, que presenta acantilados de hasta 400 metros en el Cabo San Lorenzo, provincia de Manabí.

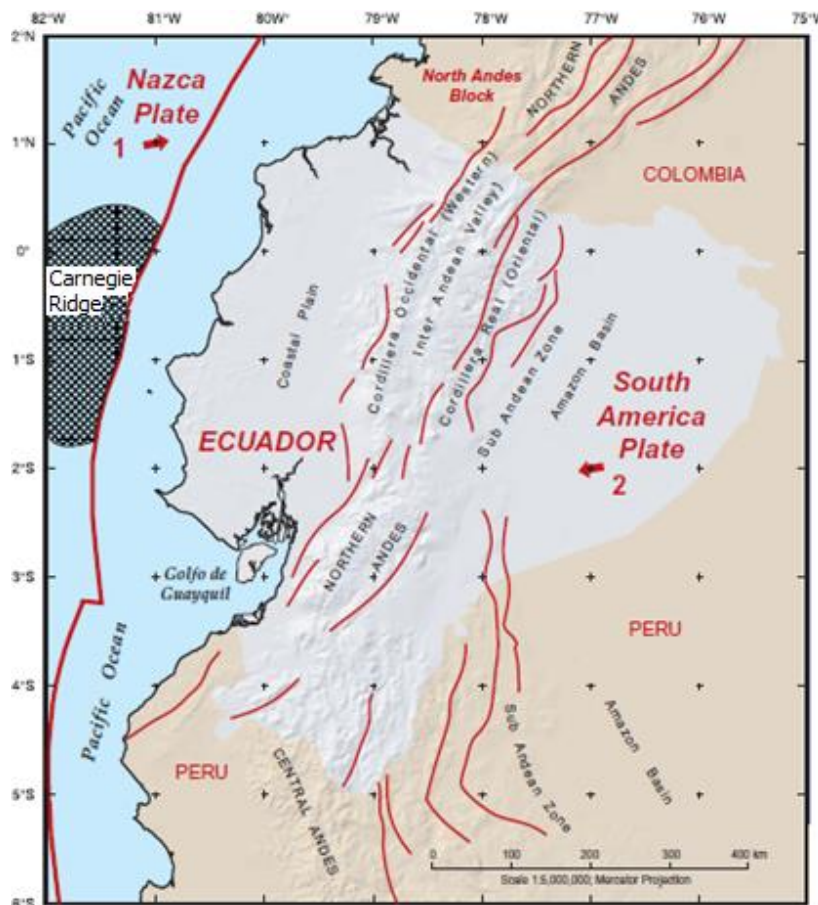
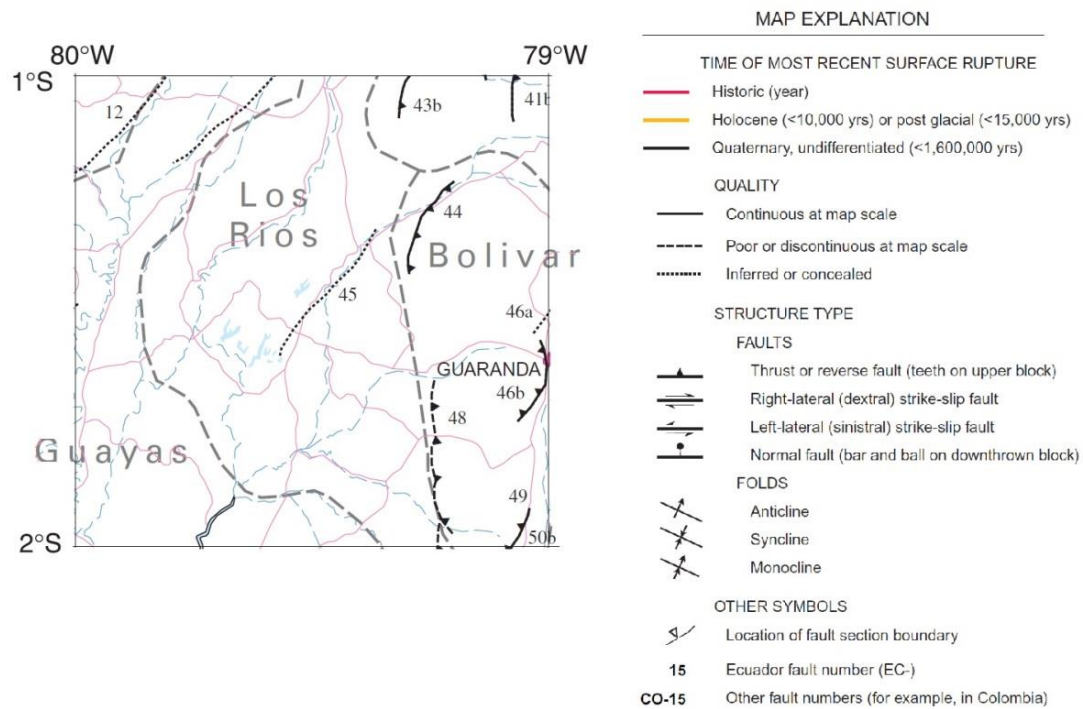


Figura 13: Esquema de límites de placas para Ecuador.

Fuente: proyecto de cooperación entre el U.S. Geological Survey, Denver, Colorado y la Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

La US Geological Survey y la Escuela Politécnica Nacional de Quito, crearon el mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarios del Ecuador (ver una sección del mapa en la Figura 14), en el cual se observa la aparición de fallas y pliegues cerca de la zona del proyecto, producido por el fenómeno de subducción de la cordillera de Carnegie y por la convergencia oblicua de la placa de Nazca, explicada anteriormente.



QUATERNARY FAULTS AND FOLDS OF ECUADOR
FALLAS Y PLIEGUES CUATERNARIAS DE ECUADOR

Number	Name of structure	Sense of movement (major/minor)	Time of most recent movement	Slip rate (mm/yr)
Número	Nombre de estructura	Sentido de movimiento (mayor/menor)	Edad del último movimiento	Tasa de movimiento (mm/año)
EC-12	Daule fault	Unknown	<1.6 Ma	<1 (unknown)
EC-41b	Chugchilan section	Reverse	<1.6 Ma	<1 (unknown)
EC-43b	La Mana section	Reverse	<1.6 Ma	<1 (unknown)
EC-44	Quinsaloma fault	Reverse	<1.6 Ma	<1 (unknown)
EC-45	Calabí fault	Unknown	<1.6 Ma	<1 (unknown)
EC-46a	Salinas section	Unknown	<1.6 Ma	<1 (unknown)
EC-46b	Southern section	Reverse(?)	<1.6 Ma	<1 (unknown)
EC-48	Montalvo fault	Reverse	<1.6 Ma	<1 (unknown)
EC-49	Chillanes fault	Reverse	<1.6 Ma	<1 (unknown)
EC-50b	Central section	Dextral(?)	<1.6 Ma	<1 (unknown)

Figura 14: Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarias de la Provincia de Los Ríos.
Fuente: proyecto de cooperación entre el U.S. Geological Survey, Denver, Colorado y la Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

ACTIVIDAD SÍSMICA PRODUCIDA POR VULCANISMO

Registros del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (EPN) para enero del 2014, determinaron que en el Ecuador los volcanes Reventador y Tungurahua fueron los únicos que produjeron actividad, la cual fue catalogada de baja a moderada.

Según los estudios realizados por INFOPLAN (ver Figura 15); se sabe que la parte noreste de Los Ríos se vio afectada únicamente por las cenizas del volcán Quilotoa, por lo que la zona donde se encontrarán situados los embalses no fueron afectados por actividad sísmica producida por vulcanismo [8].

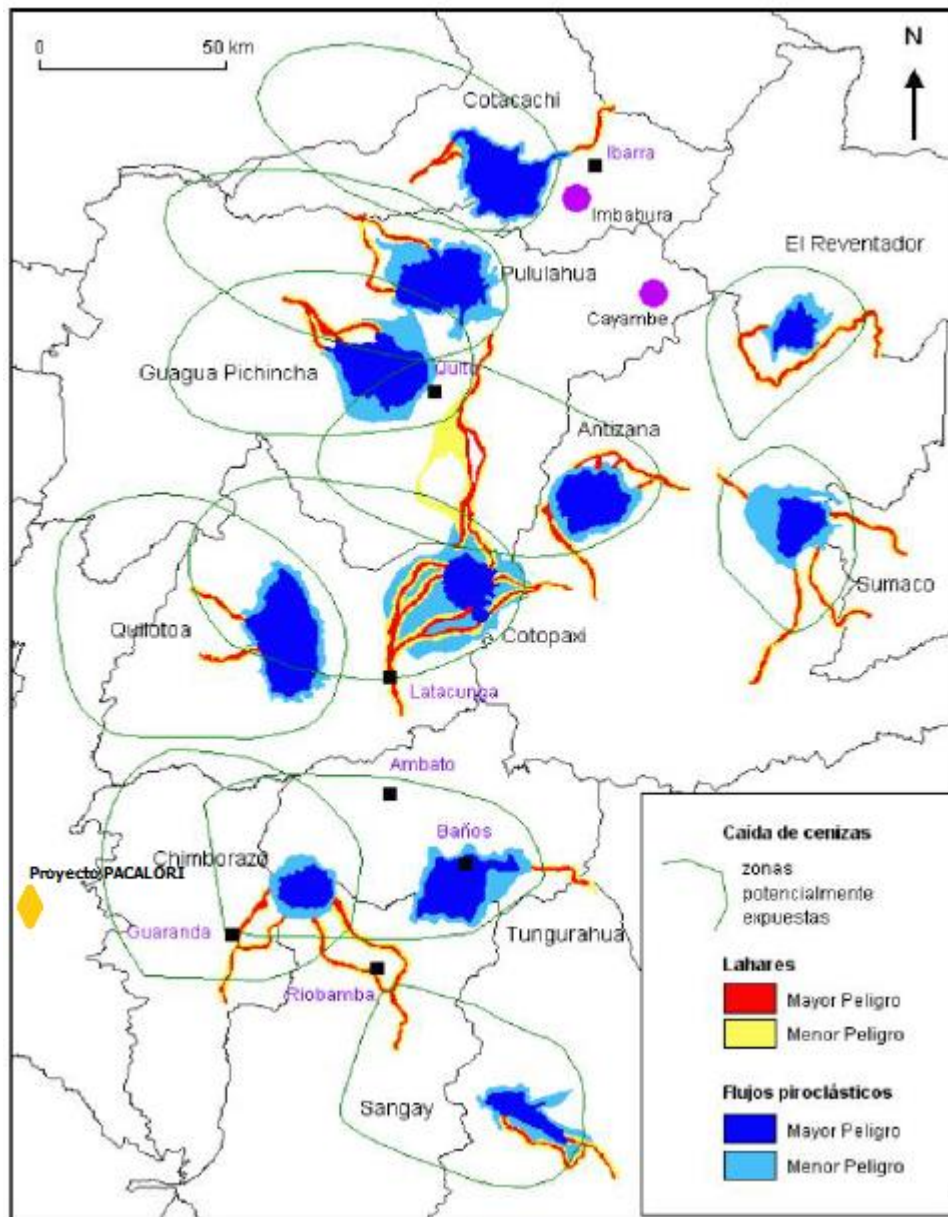


Figura 15: Amenazas volcánicas potenciales en el Ecuador Continental
Fuente: INFOPLAN, IGM, 2001.

REGISTRO DE TERREMOTOS Y RIESGO SÍSMICO EN EL ÁREA DEL PROYECTO

Se estableció los niveles de amenaza sísmica en la provincia de Los Ríos, recurriendo al mapa de “Amenaza Sísmica y de Tsunami en el Ecuador”, perteneciente a una zona de alto riesgo sísmico (ver Figura 16).

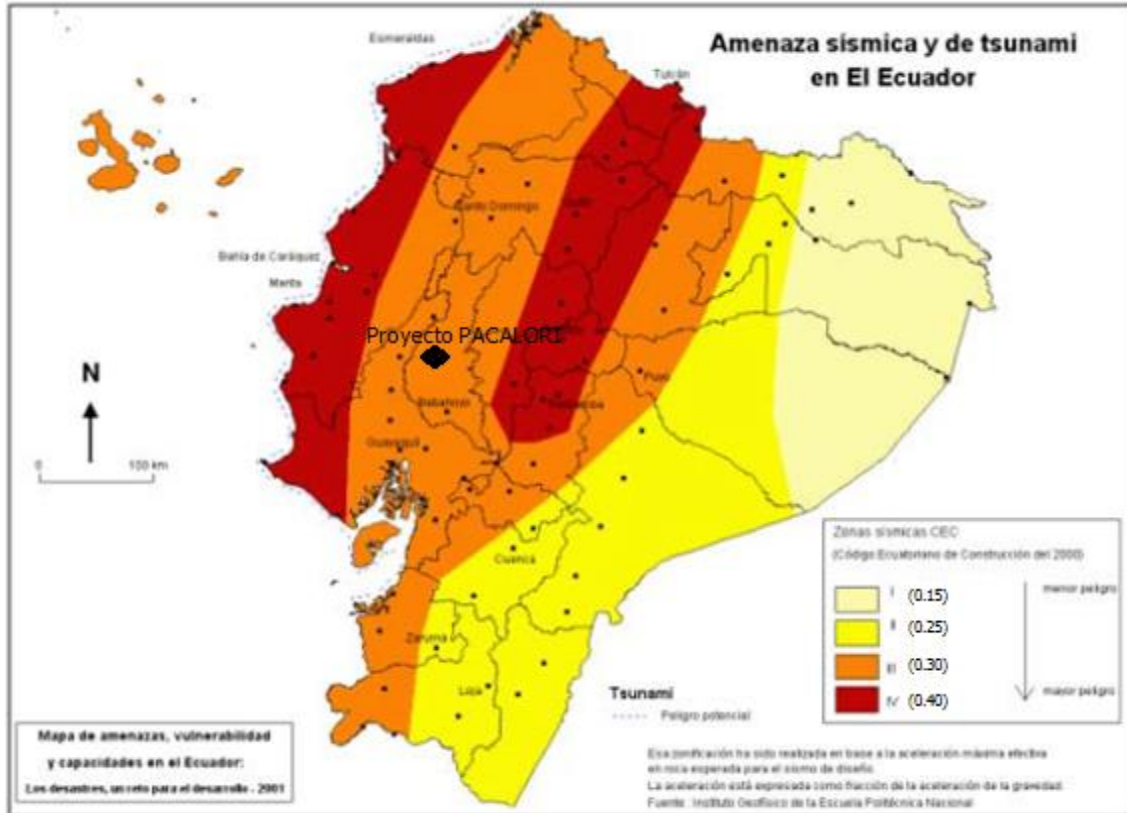


Figura 16: Amenaza sísmica y de tsunami en El Ecuador.
Fuente: Cartografía de riesgos y capacidades en el Ecuador [17].

Históricamente en la provincia de Los Ríos se han suscitado pocos sismos destructivos de intensidad igual o mayor de VIII en la escala de Richter. En la Tabla 5 (registro número 27), observamos que el evento sísmico destructivo más cercano al área del proyecto ocurrió en el año de 1942 y con magnitud IX, afectando a las provincias de Manabí, Guayas y Bolívar.

2.3 DATOS NECESARIOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El análisis de estabilidad de los taludes de presas de tierra, sin y con sismo, fue aplicado en la presa Chojampe 2, perteneciente al Proyecto PACALORI.

La información necesaria para realizar el análisis fue proporcionada por el PROMAS, en la etapa de diseño definitivo. Los datos que se utilizaron fueron: geometría de la presa, geometría del dentellón, altura de agua embalsada, coeficiente de permeabilidad, parámetros físicos y de resistencia a cortante de suelos, coeficiente pseudoestático horizontal y condiciones de drenaje.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

NÚMERO	FECHA	EPICENTRO		PROF.	INT.	PROVINCIA DE REFERENCIA
		LAT.	LONG.			
1	1541 04 01	-0.10	-77.8		VIII	Napo
2	1587 08 31	0.00	-78.4		VIII	Pichincha
3	1645 03 15	-1.68	-78.55		IX	Chimborazo, Tungurahua
4	1674 08 29	-1.70	-79		IX	Chimborazo, Bolívar
5	1687 11 22	-1.10	-78.25		VIII	Tungurahua
6	1698 06 20	-1.45	-78.3		X	Tungurahua, Chimborazo
7	1736 12 06	-0.28	-78.8		VIII	Pichincha, Cotopaxi
8	1749 01 20	-4.00	-79.2		VIII	Loja
9	1755 04 28	-0.21	-78.48		VIII	Pichincha
10	1757 02 22	-0.93	-78.01		IX	Cotopaxi, Tungurahua
11	1834 01 20	1.30	-76.9		XI	Carchi, Nariño (Colombia)
12	1786 05 10	-1.70	-78.8		VIII	Chimborazo
13	1797 02 04	-1.43	-78.55		XI	Chimborazo, Tungurahua, Cotopaxi y parte de Bolívar y Pichincha
14	1850 03 22	0.40	-78.4		VIII	Pichincha, Imbabura, Cotopaxi
15	1868 08 15	0.60	-78		VIII	Carchi
16	1868 08 16	0.31	-78.18		X	Imbabura, Carchi, Pichincha
17	1890 03 03	-0.31	-80.45		IX	Manabí
18	1906 01 30	1.00	-81.3	25	IX	Esmeraldas, Nariño (Colombia)
19	1911 09 23	-1.70	-78.9		VIII	Chimborazo, Bolívar
20	1913 02 23	-4.00	-79.4		VIII	Loja, Azuay
21	1914 05 31	-0.50	-78.48		VIII	Pichincha, Cotopaxi
22	1923 02 05	-0.50	-78.5		VIII	Pichincha
23	1923 12 16	0.90	-77.8		VIII	Carchi, Nariño (Colombia)
24	1926 12 18	0.80	-77.9		VIII	Carchi
25	1929 07 25	-0.40	-78.55		VIII	Pichincha
26	1938 08 10	-0.30	-78.4		VIII	Pichincha
27	1942 05 14	0.01	-80.12	20	IX	Manabí, Guayas, Bolívar
28	1949 08 05	-1.25	-78.37	60	X	Tungurahua, Chimborazo, Cotopaxi
29	1953 12 12	-3.40	-80		VIII	Loja, Norte del Perú
30	1955 07 20	0.20	-78.4		VIII	Pichincha, Imbabura
31	1958 01 10	1.22	-70.37	40	VIII	Esmeraldas
32	1961 04 04	-2.20	-78.9	24	VIII	Chimborazo
33	1964 05 19	0.84	-80.29	24	VIII	Manabí
34	1970 12 10	-3.79	-80.66	42	IX	Loja, El Oro, Azuay, Norte del Perú
35	1987 03 05	-0.87	-77.14	12	IX	Napo, Sucumbíos, Imbabura
36	1995 10 02	-2.79	-77.07	34	VIII	Morona Santiago
37	1998 08 04	-0.55	-80.53	30	VIII	Manabí

RESUMEN

Número total de terremotos destructivos: 37

Período de años (1541-1999): 458

Promedio sismos/años: 12.4

Intensidad máxima en Nariño, Colombia; XI

Lat= Latitud: + = Norte, - = Sur.

Long= Longitud: - = Oeste

Prof.= Profundidad focal en kilómetros

Int.= Intensidad máxima.

Tabla 5: Sismos históricos en el Ecuador.

FUENTE: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

2.3.1 GEOMETRÍA DE LA PRESA

En la Tabla 6 se muestra los parámetros geométricos de la presa Chojampe 2, que se utilizaron en este estudio.

El ancho de la corona fue el mismo para las 13 presas establecidas en este proyecto y es igual a 8.60 m debido al diseño de vía. La primera aproximación para la pendiente de los taludes fue designada en la etapa de Factibilidad en base a la Tabla 4. La altura de la presa sobre el cimiento (ver Figura 17) se obtuvo partiendo de la topografía realizada transversalmente al río Calabí, en el lugar donde se emplazará la presa Chojampe 2, entonces, la altura de la presa es igual a la diferencia de cotas entre la cota de la corona y la cota más baja del nivel de descapote, sin tener en cuenta obras circunstanciales, tales como rastrillos, pantallas de impermeabilización o rellenos de grietas.

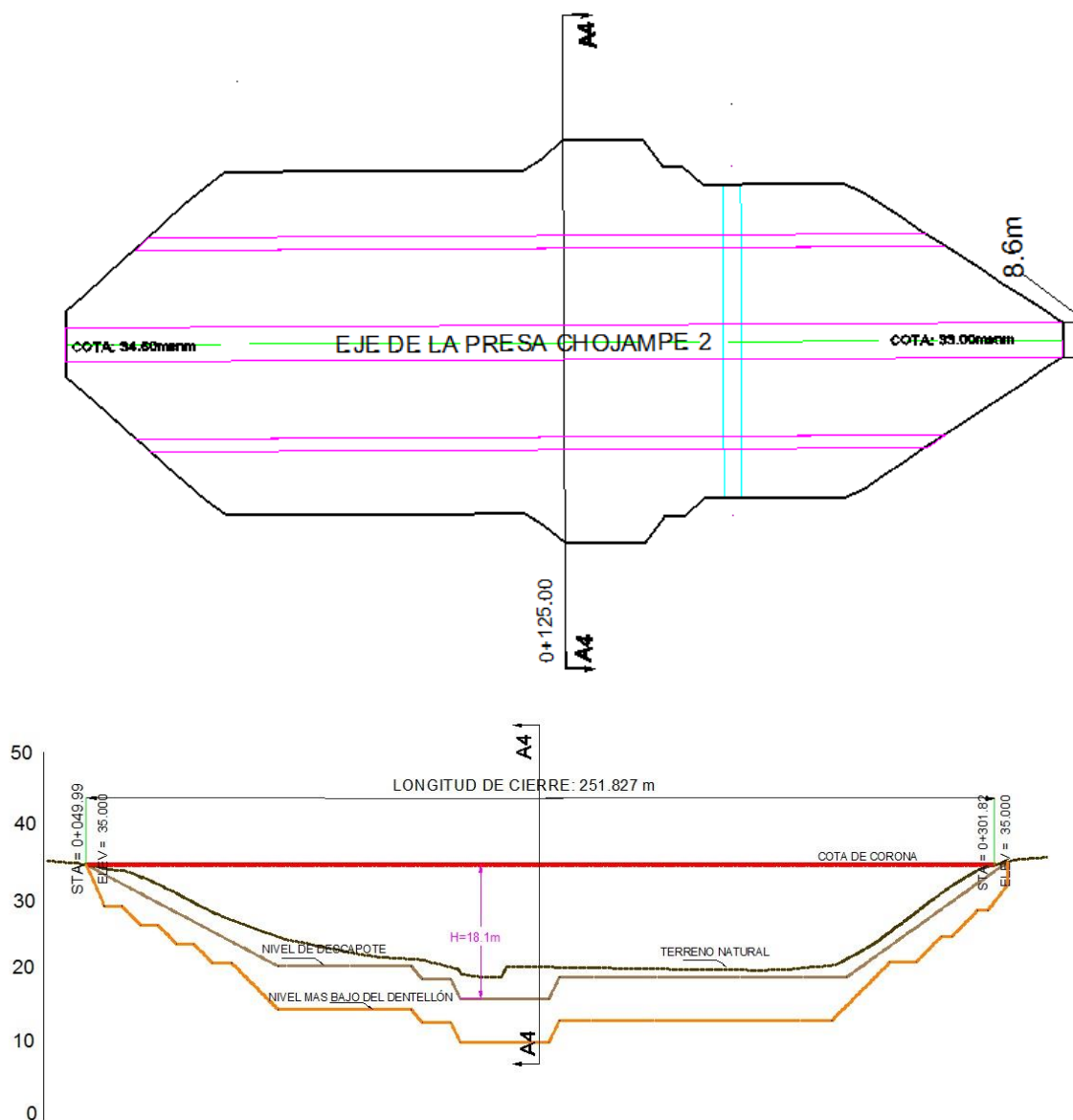


Figura 17: Vista en planta de la presa Chojampe 2 y sección transversal del río Calabí, donde se emplazará la presa. Siendo H la altura de la presa sobre el cimiento.

Geometría de la Presa		
Altura de la presa sobre el cimiento	(m)	18.1
Ancho de la corona	(m)	8.6
Pendiente del talud aguas arriba	(1:X)	3
Pendiente del talud aguas abajo	(1:X)	2.5

Tabla 6: Geometría preliminar de la Presa Chojampe 2, propuesta en la etapa de Factibilidad, del proyecto PACALORI.

FUENTE: Programa para el Manejo del Agua y del Suelo “PROMAS”.

2.3.2 DENTELLÓN

Se coloca un dentellón perpendicular al cauce del río, con el propósito de permitir una mejor unión entre la cortina y el cimiento, alargar el flujo de filtración y aprovechando esta excavación, tener un conocimiento más preciso sobre los materiales que constituyen el cimiento.

La Figura 18 muestra las dimensiones del dentellón tipo, utilizadas en el diseño de las 13 presas del Proyecto PACALORI.

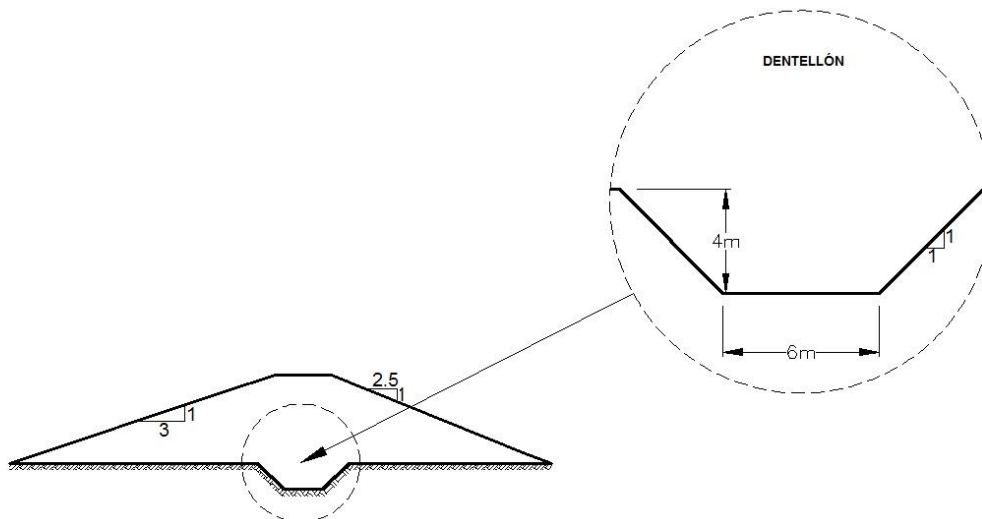


Figura 18: Geometría del Dentellón.

FUENTE: Programa para el Manejo del Agua y del Suelo “PROMAS”.

2.3.3 ALTURA DE AGUA EMBALSADA

Es la carga hidráulica que tendrá que soportar la presa en el talud aguas arriba, cuando se encuentre en operación. Además ayudará a definir la línea de corriente superior que se formará en el interior de la presa debido al flujo del agua por infiltración. La línea de corriente superior se obtuvo con el programa SEEP/W y nos sirvió para modelar la estabilidad de los taludes para los estados de carga “operación” y “desembalse rápido”, como se explicará más adelante.

La altura de agua embalsada se obtuvo de la diferencia entre la cota del nivel de aguas normales (NAM) y la cota más baja del nivel de descapote (ver Figura 19), en la sección transversal al río Calabí, donde se emplazará la presa.

La altura de agua embalsada utilizada en esta modelación fue de 15.5 m.

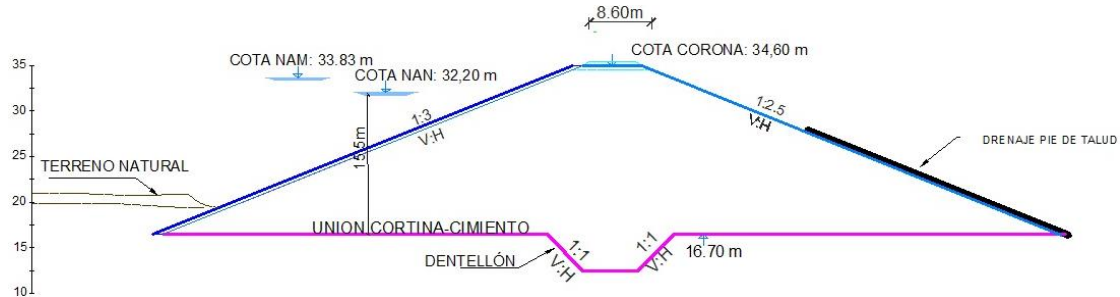


Figura 19: Sección de la presa donde se muestra el NAN y el nivel del cemento.

2.3.4 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

Según Darcy, el coeficiente de permeabilidad (k) es una propiedad mecánica de los suelos, indica la capacidad de flujo de fluidos a través de los suelos [1]. Este coeficiente se obtuvo mediante ensayos de permeabilidad, tanto en campo como en laboratorio, considerando un suelo isotrópico, es decir $k_x=k_y$.

Se utilizó el coeficiente de permeabilidad de la cortina y del cemento para modelar la filtración en la presa Chojampe 2 (ver Tabla 7), mediante el programa SEEP/W.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (m/s)	
CORTINA	1e-008
CIMIENTO	1e-005

Tabla 7: Coeficiente de permeabilidad del material de la cortina y del cemento, para la presa Chojampe 2.

2.3.5 PARÁMETROS FÍSICOS Y DE RESISTENCIA A CORTANTE DE SUELOS

Por razones económicas, los análisis de estabilidad para los tres estados de carga se realizaron en tensiones efectivas, por lo cual se requirió obtener las envolventes consolidadas drenadas en los suelos del cemento y la cortina. A las muestras “inalteradas”, tomadas de las perforaciones realizadas en el cierre de la presa Chojampe 2, se les realizaron ensayos triaxiales consolidado-no drenados con medición de presión de poros, previa saturación de las muestras, determinándose los parámetros de resistencia a cortante consolidada-drenada, (c_{CD} , ϕ_{CD}) (c' y ϕ'), a las muestras alteradas tomadas de los préstamos se les realizó un estudio previo de las propiedades físicas (granulometría, plasticidad y gravedad específica) y de compactación, utilizando el ensayo Proctor Estándar.

De estos estudios se determinó el rango de humedades [43%-46%], con las que se debe compactar el material que constituye la cortina a fin de evitar el fallo por



agrietamiento de la presa, principal causa de falla catastrófica que se debe atender con la selección del material a utilizar y la forma de compactarlo. Una vez seleccionado el rango de humedades con que se va a compactar en obra, se elaboraron muestras con las densidades húmedas y humedades fijadas. A estas muestras compactadas se les realizaron los ensayos triaxiales consolidados-no drenados con medición de las presiones de poro, previa saturación de las muestras, determinándose los parámetros de resistencia a cortante consolidada-drenada, (c_{CD} , ϕ_{CD}) (c' y ϕ'), a fin de obtener la envolvente de falla o rotura consolidada-drenada, o sea, los parámetros de resistencia a cortante efectivos.

En el estado de carga “final de construcción”, cuando se realiza un análisis en tensiones efectivas deberíamos utilizar parámetros de resistencia efectivos (c' y ϕ') de muestras compactadas no saturadas, teniendo que realizar un ensayo consolidado-drenado, obteniendo con esto, parámetros de resistencia (c' y ϕ') no saturados. Sin embargo, para los diferentes estados de carga se optó por tomar los parámetros de resistencia a cortante, dadas por las envolventes consolidadas-drenadas en muestras saturadas, que son menores que estos parámetros en muestras no saturadas, se está del lado seguro y se reducen los costos de la investigación ingeniero-geológica, al disminuir el número de ensayos.

Para el análisis de estabilidad de los taludes más empinados en el estado de carga “final de construcción” se requirió conocer el coeficiente de presión de poros (\bar{B}), tanto para la cortina como para el cimiento. Para su determinación se utilizó la metodología dada por Bishop, utilizando el equipo triaxial, sobre muestras compactadas del material de la cortina, en las condiciones de densidad húmeda y humedad con que se determinaron los parámetros de resistencia a cortante efectivos (c' y ϕ'), explicada anteriormente. Se utilizó un $\bar{B}=1$ para el cimiento, debido a la hipótesis que se hizo en la sección 1.3.1 de que el nivel estático de agua se encuentra a nivel de la cimentación y el agua permanece estático, por lo que la variación de esfuerzos normales en el cimiento es igual a la presión de poros que en el cimiento se produce debido a mencionada variación.

Los parámetros físicos y de resistencia a cortante del suelo se muestran en la Tabla 8.

2.3.6 COEFICIENTE PSEUDOESTÁTICO HORIZONTAL

Para el análisis de estabilidad de los taludes considerando la acción sísmica, se recurrió al método Pseudoestático de Equilibrio Limite en tensiones efectivas omitiéndose en el análisis la aceleración vertical basándonos en la Norma Española, Sección 52.4, que dice textualmente:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

“En las zonas de sismicidad alta, los efectos de las posibles acciones sísmicas se tendrán en cuenta como una aceleración exclusivamente horizontal, que como mínimo será igual al 10 por 100 de la gravedad” [6].

También se utilizaron los criterios de la FHWA, que recomienda que el coeficiente pseudoestático horizontal (k_h) sea igual a la mitad de la aceleración máxima en roca esperada en el sitio.

Del análisis de registros sísmicos en el período 1901-2011, con un radio de influencia de 200 km del cierre de la presa Chojampe 2, se obtuvo una aceleración máxima en roca de 0.18(g) y por lo tanto un $k_h=0.09$ (g). Sin embargo se concluyó que el período de registros sísmicos es muy pequeño, y que se utilizará el MCE (Maximo Credible Earthquake) para este proyecto que debe tener un período de retorno entre 150 y 500 años, por seguridad se decidió utilizar la aceleración máxima en roca esperado en el sitio para un período de retorno de 475 años proporcionado por la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) (ver Tabla 9).

Datos de los Suelos		
Dato	Cortina	Cimiento
γ_f (kN/m ³)	17	-
γ_{sat} (kN/m ³)	17.5	17
c' (kPa)	15	40
ϕ' (grados)	25	27
\bar{B}	0.2	1

Tabla 8: Parámetros de los suelos utilizados para el análisis de estabilidad de taludes con el SLOPE/W; en la presa Chojampe 2.

FUENTE: Programa para el Manejo del Agua y del Suelo “PROMAS”.

PRESA	PGA (g)	K_h (g)
Chojampe 2	0.30	0.15

Tabla 9: Coeficiente pseudoestático horizontal para la presa Chojampe 2.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC”, capítulo 2 [10].

2.3.7 CONDICIONES DE DRENAJE

En presas de tierra homogéneas compactadas con compactadores pata de cabra, tal como se exige en las normas de construcción de la república del Ecuador (MOP-001-F 2002, sección 305-2.02 [18]), se consideran permeabilidades en sentido horizontal y vertical iguales ($k_x=k_y$). En estas condiciones las soluciones de drenaje más comunes y satisfactorias son: el drenaje de pie de talud y el colchón de drenaje. Es por ello que para el análisis de estabilidad de los taludes de la presa Chojampe 2, y del resto de las presas



del PACALORI, se realizarán considerando las 2 soluciones de drenaje citadas anteriormente.

2.4 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LAS PENDIENTES DE LOS TALUDES DE LA PRESA CHOJAMPE 2 UTILIZANDO LOS PROGRAMAS SLOPE/W Y SEEP/W

Los taludes pre-dimensionados (sin incluir la carga sísmica) en la etapa de Factibilidad, de la presa Chojampe 2, del proyecto PACALORI, se comprobaron mediante el factor de seguridad, para los diferentes estados de carga, con las propiedades ingeniero geológicas de los materiales de la cimentación y del banco de préstamo seleccionado para la construcción de la cortina.

Con vista a garantizar los factores de seguridad mínimos exigidos por las normas, se comprobó las pendientes pre-dimensionadas de los taludes, partiendo de los valores de 1:3 en el talud aguas arriba y de 1:2.5 en el talud aguas abajo, para los diferentes estados de carga, teniendo en cuenta las soluciones de drenaje posibles que se plantean estudiar en la etapa de Proyecto Definitivo, drenaje de pie de talud y colchón de drenaje y partiendo de las pendientes preliminares planteadas en la Etapa de Factibilidad, resultaron 6 variantes que fueron analizadas para el diseño de los taludes de las presas de tierra homogénea del Proyecto PACALORI. En la Tabla 11 se muestran las variables que dan origen a estas 6 variantes, para la presa Chojampe 2.

Los factores de seguridad mínimos exigidos por las normas para los diferentes estados de carga, sin considerar y considerando sismo, se tomaron de la Norma Española (ver Tabla 10).

Estado de Carga	Sin Efecto Sísmico	Con Efecto Sísmico
Final de Construcción	1.2	1
Operación	1.4	1.4
Desembalse Rápido	1.3	1.1

Tabla 10: Factores de seguridad mínimos exigidos para la comprobación de estabilidad de presas homogéneas de tierra, según la Norma Española [6].

Las normativas internacionales, incluyendo la Norma Española, no recomiendan utilizar un método específico para encontrar el factor de seguridad mínimo. Por tal motivo se usó el método de Bishop Simplificado, que es un método reconocido a nivel mundial, con la utilización de un programa profesional como el GEOSTUDIO (SLOPE/W Y SEEP/W), de gran aceptación internacional.



2.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Como se conoce, la pendiente del talud aguas arriba la define el estado de carga “desembalse rápido”, el que no se ve afectado por la solución de drenaje que se considera en el talud aguas abajo. Por ello, todas las variantes conllevan taludes 1:3, que fue el asumido en la Etapa de Factibilidad. No obstante, este talud aguas arriba tiene que garantizar un factor de seguridad mínimo en el estado de carga “desembalse rápido”, mayor que el que establece la norma, sin y con sismo.

Variantes	V1	V2	V3	V4	V5	V6
Talud aguas arriba	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3
Talud aguas abajo	1:2.5	1:2.75	1:3	1:2.5	1:2.75	1:3
Solución de drenaje	Drenaje al pie del talud	Drenaje al pie del talud	Drenaje al pie del talud	Colchón de drenaje	Colchón de drenaje	Colchón de drenaje

Tabla 11: Diferentes variantes utilizadas en el análisis de estabilidad, en la presa Chojampe 2.

A continuación se explica el procedimiento aplicado para la modelación con los programas SLOPE/W y SEEP/W, utilizando las pendientes preliminares que se plantearon en la Etapa de Factibilidad y el drenaje al pie de talud, a la que le llamamos “Variante 1” (V1) (ver Tabla 11). Es necesario recalcar que para las otras variantes el procedimiento para la modelación es similar.

Para los diferentes estados de carga fue necesario introducir la geometría de la presa (ver Tabla 6), su dentellón (ver Figura 18) y el cimiento. Se consideró una potencia de 30 metros para el cimiento debido a que en los ensayos de campo no se encontró un estrato de roca firme, y al realizar modelaciones con una potencia mayor a 30 metros, éstas no representaron una variación significativa en los resultados del análisis de estabilidad y de filtración.

Para definir la geometría en el programa SLOPE/W, fue necesario obtener los puntos en coordenadas (x,y), como se muestra en la Tabla 12.

Los puntos (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9,10), definen la presa, siendo los puntos (7, 8, 9, 10), el dentellón, los puntos (11, 1, 7, 8, 9, 10, 4,12, 5, 6), definen el cimiento, el punto (13) define la cota del NAN, y los puntos (14,4) delimitan la longitud del colchón de drenaje, quedando la geometría de la presa definida como se muestra en la Figura 20.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

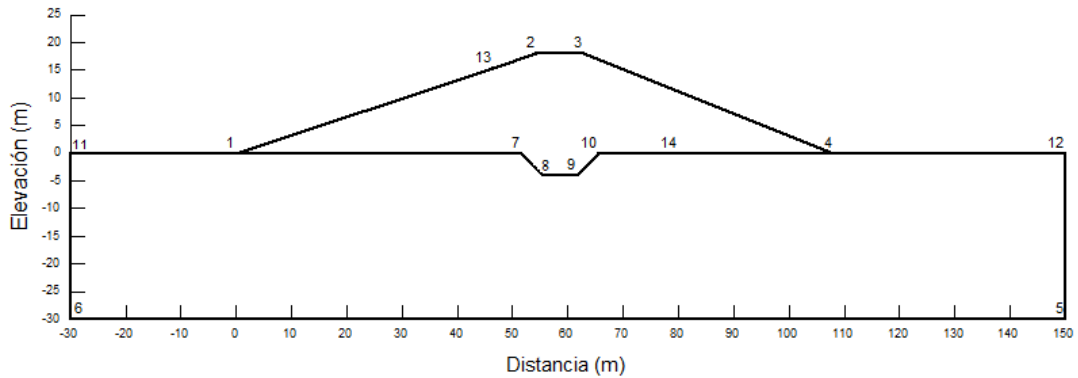


Figura 20: Modelación en SLOPE/W de la geometría de la presa Chojampe 2, para V1.

Punto	X	Y
1	0	0
2	54.3	18.1
3	62.9	18.1
4	108.15	0
5	150	-30
6	-30	-30
7	51.6	0
8	55.6	-4
9	61.6	-4
10	65.6	0
11	-30	0
12	150	0
13	46.5	15.5

Tabla 12: Puntos que definen la geometría de la presa Chojampe 2, para V1.

2.4.2 ESTADO DE CARGA “FINAL DE CONSTRUCCIÓN”

Se utilizó las consideraciones del epígrafe 1.3.1 y los datos de la Tabla 8. La opción que permitió modelar este estado de carga es: KeyIn Analysis / Piezometric Line with B-Bar.

Seguidamente se definió la línea piezométrica (ver Figura 21), y el coeficiente de presión de poros.

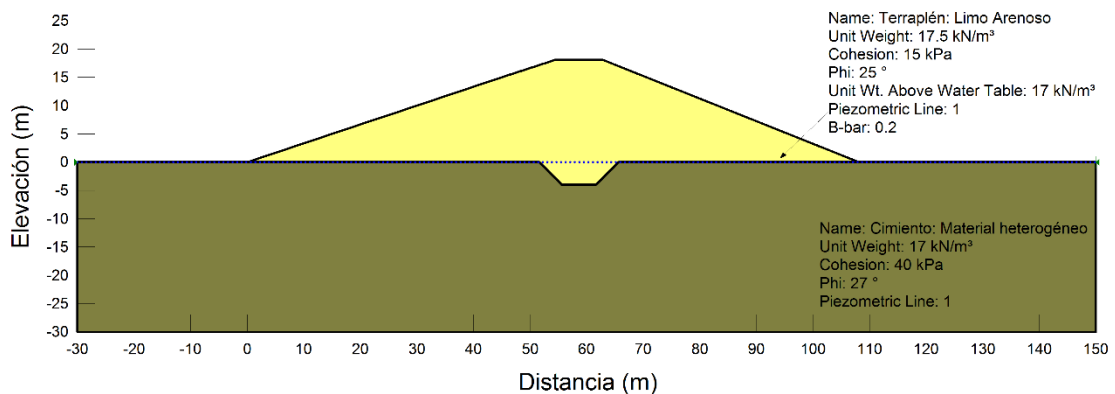


Figura 21: Modelación en SLOPE/W del estado de carga “final de construcción”, para V1.

Finalmente, se mandó a correr el programa, obteniéndose el círculo de falla con el Factor de Seguridad mínimo para el estado de carga “final de construcción”.

2.4.3 ESTADO DE CARGA “OPERACIÓN”

Se utilizó las consideraciones del epígrafe 1.3.2 y los parámetros de la Tabla 8.

Primero se definió la línea piezométrica en el cuerpo del talud con la ayuda del programa SEEP/W (ver Figura 22).

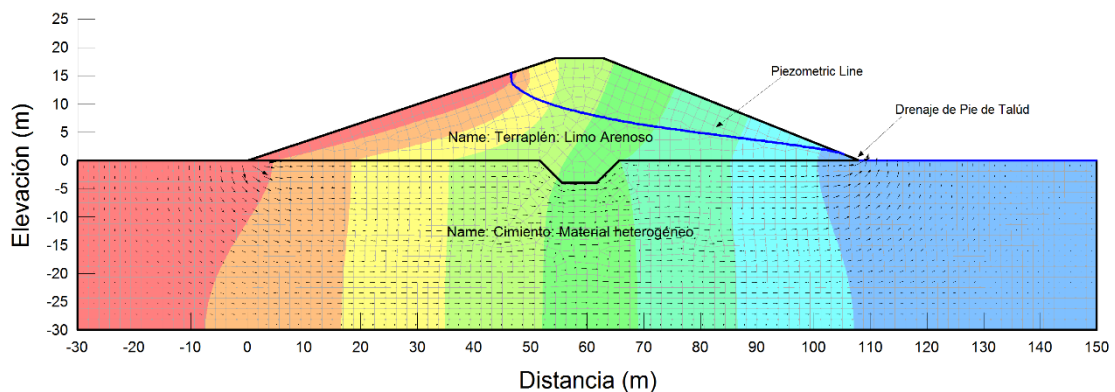


Figura 22: Línea piezométrica obtenida de SEEP/W, para V1.

Mediante la opción “Parent Analysis” de SLOPE/W, se importó la línea piezométrica calculada en SEEP/W, la cual delimita el peso saturado de los suelos del peso húmedo.

Finalmente, se mandó a correr el programa, obteniéndose el círculo de falla con el Factor de Seguridad mínimo para el estado de carga “operación”.

2.4.4 ESTADO DE CARGA “DESEMBALSE RÁPIDO”

Se utilizó las consideraciones del epígrafe 1.3.3, y los parámetros de la Tabla 8.

Considerando que las presas de tierra del Proyecto PACALORI se diseñan para el estado almacenamiento de agua en un régimen anual y su uso es para el riego de cultivos, se consideró para el análisis de este estado de carga, el caso extremo (por seguridad) de que se produzca un descenso instantáneo del nivel de aguas normales (NAN), de magnitud semejante a 1/3 de la profundidad del agua al pie del talud aguas arriba, caso que podría ocurrir abriendo a su máxima capacidad la válvula de desagüe de fondo y las válvulas del sistema de riego, en un período de 12.6 días, a una velocidad de descenso del nivel de agua de 41 cm/día, siendo ésta mayor a 10 cm/día, que según el libro de Mecánica de Suelos, Tomo 2, de Juárez Badillo, es el valor mínimo para considerar un desembalse rápido [2].



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Para realizar la modelación en primer lugar se obtuvo la línea Piezométrica (ver Figura 22), con el programa SEEP/W, a continuación se exportó la figura a AutoCAD, con lo cual se obtuvo las coordenadas de los puntos de la línea Piezométrica en el cuerpo de la presa.

La opción que permitió modelar este estado de carga en el programa SLOPE/W fue: KeyIn Analysis / Piezometric Line.

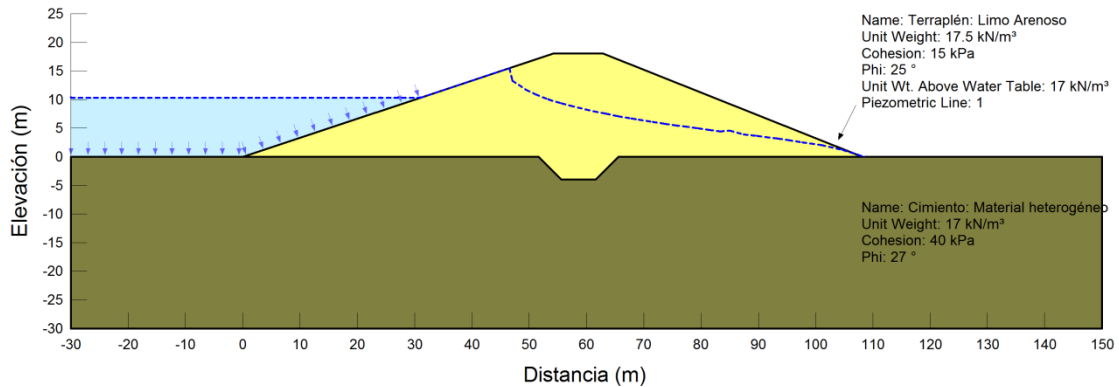


Figura 23: Modelación del estado de carga "desembalse rápido", para V1.

Finalmente, se mandó a correr el programa, obteniéndose el círculo de falla con el Factor de Seguridad mínimo para el estado de carga "desembalse rápido".

2.4.5 CONSIDERACIONES SÍSMICAS EN SLOPE/W PARA TODOS LOS ESTADOS DE CARGA

Para el análisis sísmico en los tres estados de carga, se introdujo el coeficiente sísmico de la Tabla 9, mediante la opción KeyIn/seismic load y tomando las mismas consideraciones de las secciones 2.4.1, 2.4.2, 2.4.3 y 2.4.4.

3 RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS TALUDES

Con la ayuda de SEEP/W se determinó la línea piezométrica que se requirió para la modelación con el SLOPE/W, para los estados de carga “operación” y “desembalse rápido”, en las diferentes variantes planteadas. En la Figura 24 se muestra la línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, de la variante V5, que resultó ser la que garantiza taludes estables y seguros, de forma más económica.

La modelación de la línea piezométrica del resto de las variantes se muestran en el Anexo 1.

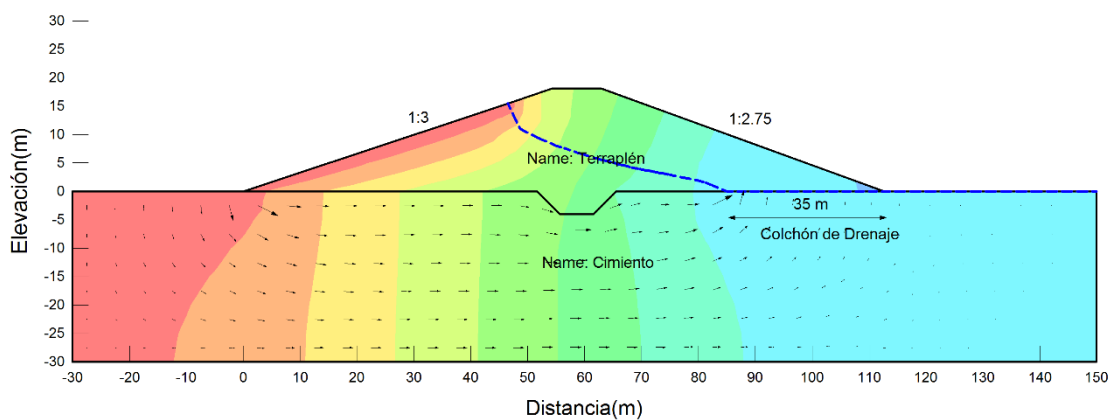


Figura 24: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V5.

3.1 RESULTADOS PARA EL ESTADO DE CARGA “OPERACIÓN”

Del análisis se determinó el factor de seguridad mínimo del talud aguas abajo para el estado de carga “operación”, sin considerar y considerando la acción sísmica; en las diferentes variantes planteadas. En la Figura 25 y Figura 26 se muestran las superficies de deslizamiento y el valor de los factores de seguridad mínimos obtenidos por el método de Bishop en la variante V5, sin considerar y considerando la acción sísmica que como ya se mencionó fue la que garantizó taludes estables y seguros de forma más económica.

El resto de las variantes que no cumplieron con la norma o la economía, se muestran en el Anexo 2.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

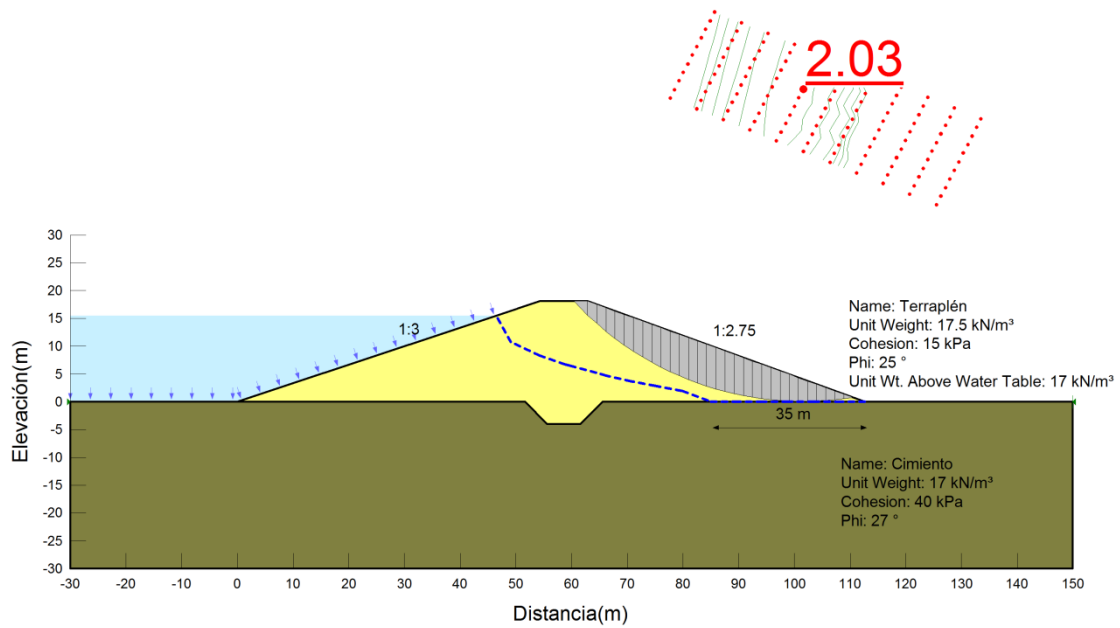


Figura 25: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V5.

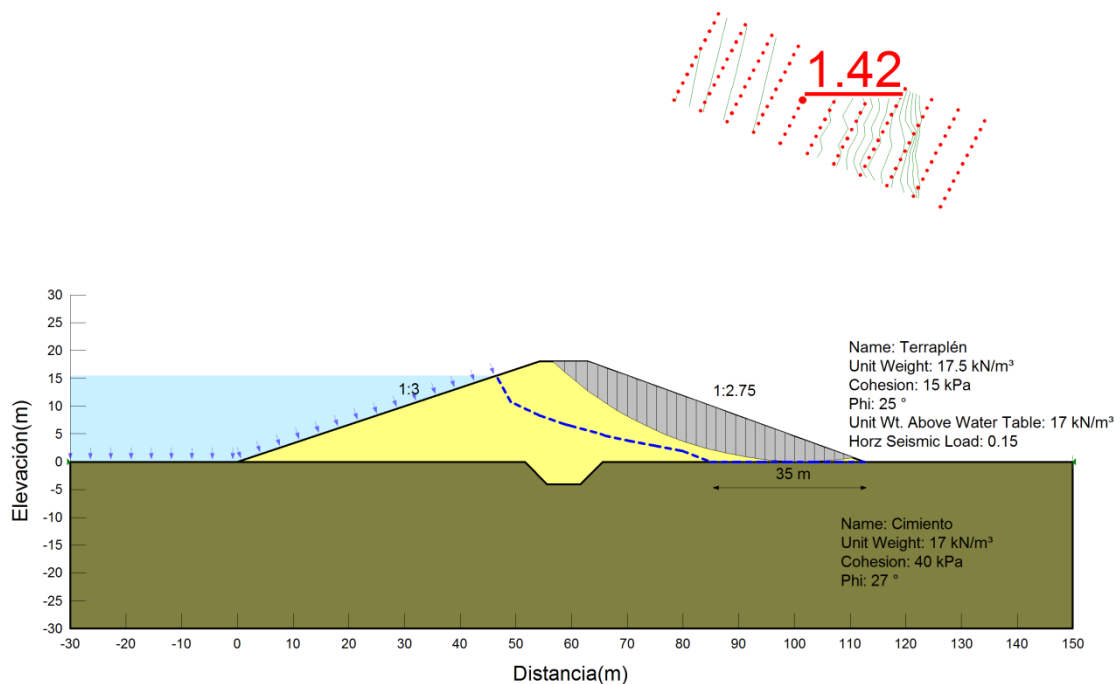


Figura 26: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (con sismo).

En la Tabla 13 se muestran los factores de seguridad mínimos obtenidos en el estado de carga “operación” para las diferentes variantes; se observa de color rojo aquellos factores de seguridad que no cumplieron con la norma, que para este estado de carga “operación” se fija en 1.4, para ambas condiciones con y sin sismo.



	Operación					
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
Sin Sismo	1.69	1.81	1.91	1.89	2.03	2.17
Con Sismo	1.21	1.27	1.3	1.36	1.42	1.48

Tabla 13: Factores de seguridad mínimos obtenidos en el estado de carga “operación”.

3.2 RESULTADOS PARA EL ESTADO DE CARGA “FINAL DE CONSTRUCCIÓN”

Del análisis se determinó el factor de seguridad mínimo del talud más empinado, para el estado de carga “final de construcción”, sin considerar y considerando la acción sísmica, en las diferentes variantes analizadas. En la Figura 27 y Figura 28 se muestran las superficies de deslizamiento y el valor de los factores de seguridad mínimos obtenidos por el método de Bishop en la variante V5, sin considerar y considerando la acción sísmica. De acuerdo a las soluciones de drenaje planteadas en este estudio, para este estado de carga “final de construcción” se analizaron 3 variantes, ya que la V1 es igual a la V4, la V2 es igual a la V5 y la V3 es igual a la V6, toda vez que la solución de drenaje no interviene en el cálculo del factor de seguridad. El resto de las modelaciones se muestran en el Anexo 3.

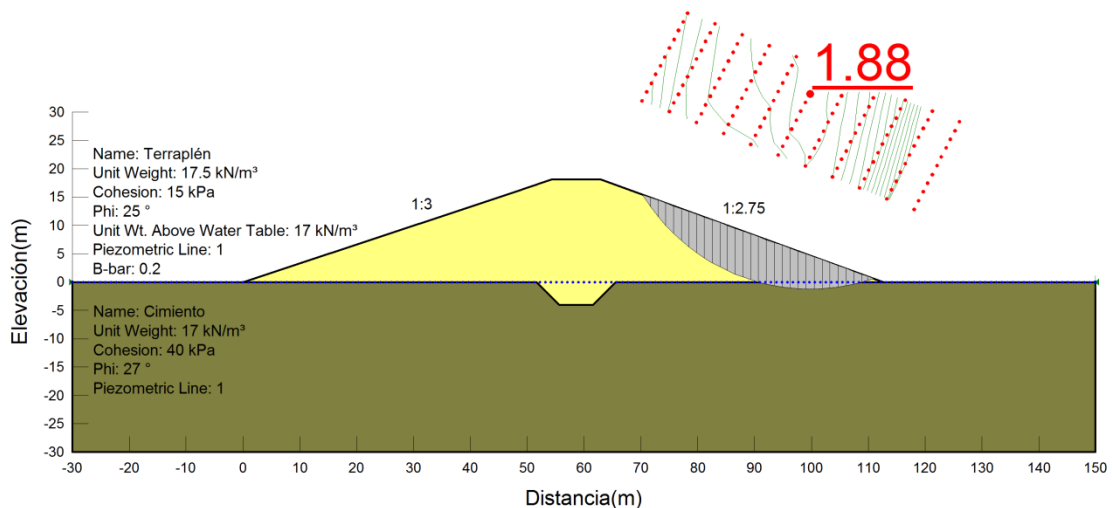


Figura 27: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (sin sismo), para V5.

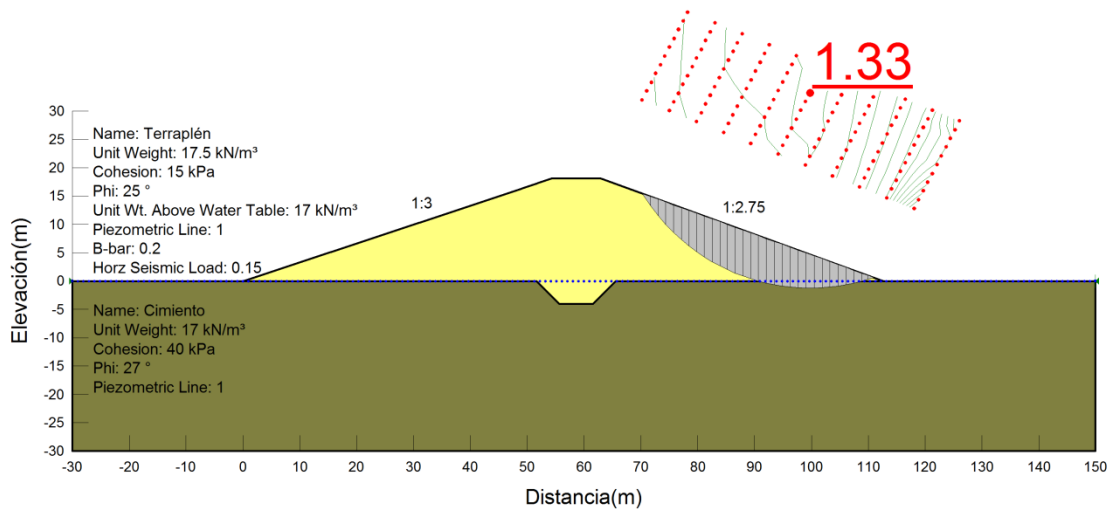


Figura 28: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (con sismo), para V5.

En la Tabla 14 se muestran los Factores de Seguridad obtenidos en el estado de carga “final de construcción” para las diferentes variantes. Se observa que todos los factores de seguridad cumplieron con la norma, que para este estado de carga “final de construcción” se fija en 1.2, sin sismo y 1.0 con sismo.

	Final de Construcción		
	V1, V4	V2, V5	V3, V6
Sin Sismo	1.69	1.88	1.76
Con Sismo	1.20	1.33	1.19

Tabla 14: Factores de seguridad obtenidos en el estado de carga “final de construcción”.

3.3 RESULTADOS PARA EL ESTADO DE CARGA “DESEMBALSE RÁPIDO”

Teniendo en cuenta lo planteado en el epígrafe 2.4.1 (todas las variantes conllevan taludes aguas arriba con pendiente 1:3); para el análisis de este estado de carga solo se analizó la variable V5, que resultó ser la que garantiza el talud aguas abajo estable y seguro, de la forma más económica. Considerando que las presas de tierra del Proyecto PACALORI se diseñan para el estado almacenamiento de agua en un régimen anual y su uso es para el riego de cultivos, hemos considerado para el análisis de este estado de carga, el caso extremo (por seguridad) de que se produzca un descenso instantáneo del nivel de agua en el análisis (NAM), de magnitud semejante a 1/3 de la profundidad del agua al pie del talud aguas arriba.

Con la ayuda del SLOPE/W se determinó el factor de seguridad mínimo del talud aguas arriba para el estado de carga “desembalse rápido”, sin considerar y considerando la acción sísmica. En la Figura 29 y Figura 30 se observa que los factores de seguridad mínimos obtenidos en el estado de carga “desembalse



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

rápido” cumplen con la Norma, que para este estado de carga se fija en 1.3, sin sismo, y 1.1 con sismo. También se observa que la pendiente del talud aguas arriba estable, segura y económica, en la condición de desembalse rápido es cuando se considera la acción sísmica.

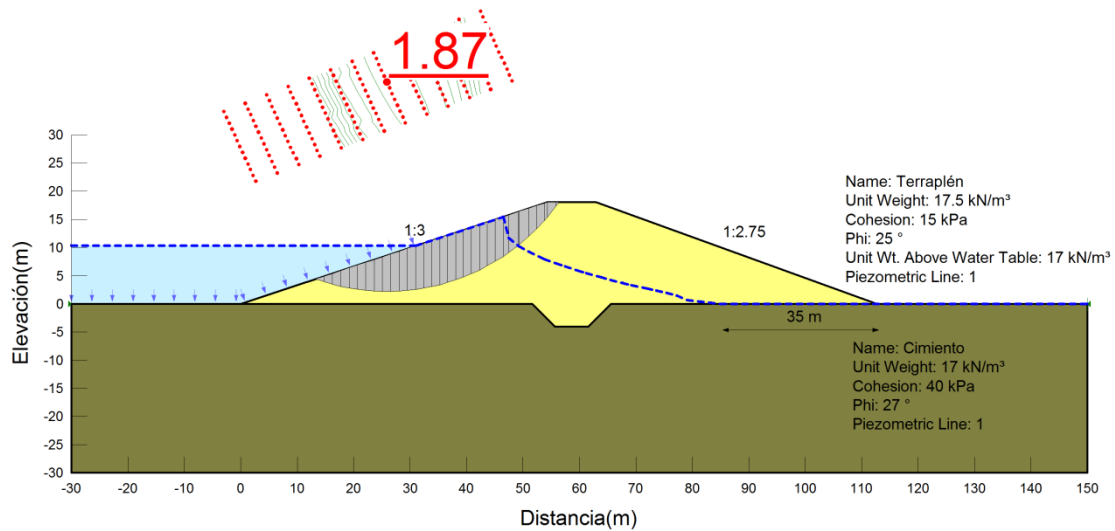


Figura 29: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo en el estado de carga “desembalse rápido” (sin sismo), para V5.

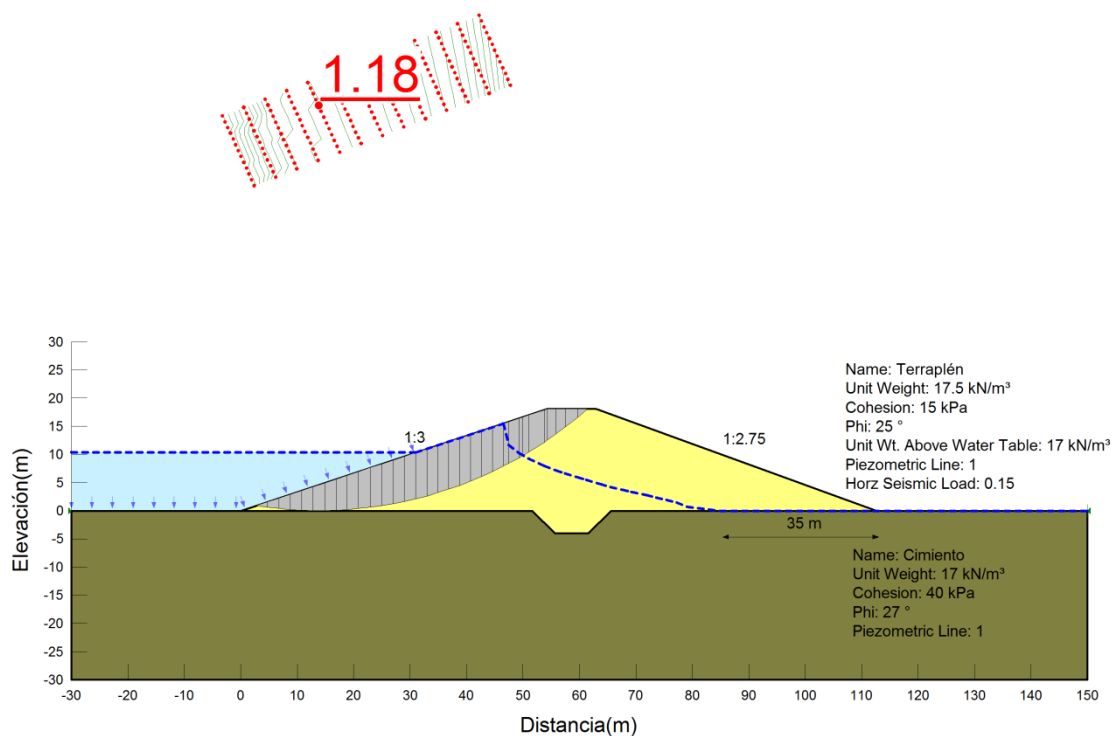


Figura 30: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo en el estado de carga “desembalse rápido” (con sismo), para V5.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Aunque no se muestra en estos resultados, se analizó la estabilidad del talud aguas arriba en el estado de carga con pendiente de 1:2.75, que sería más económico, pero el resultado del factor de seguridad mínimo considerando sismo, no cumplía con lo exigido con la norma, que es 1.1.

3.4 RESUMEN Y COMENTARIOS DE LAS MODELACIONES

En la Tabla 15 se muestran los factores de seguridad mínimos que fueron obtenidos en las modelaciones. Se puede observar que en los estados de carga “final de construcción” y “desembalse rápido”, los factores de seguridad mínimos obtenidos cumplen con los factores de seguridad mínimos exigidos por la norma. Los factores de seguridad de todas las variantes, en el estado de carga “operación”, sin considerar la acción sísmica, cumplen con la norma; no obstante, al considerar la acción sísmica, las únicas variables que cumplen con la norma, son las variantes V5 y V6, pero la V5 es más económica que la V6, al tener un talud más empinado.

De la tabla 15 se concluye que el talud aguas arriba queda definida con pendiente 1:3, producto del análisis del estado de carga “desembalse rápido” con acción sísmica y el factor de seguridad de dicho talud es 1.18.

El talud aguas abajo queda definido con pendiente de 1:2.75, producto del análisis del estado de carga “operación” con acción sísmica, y el factor de seguridad de dicho talud es 1.42.

		A	Factores de seguridad mínimos para las diferentes variantes					
			V1	V2	V3	V4	V5	V6
Final de construcción	Sin Sismo	1.20	1.69	1.88	1.76	1.69	1.88	1.76
	Con Sismo	1.00	1.20	1.33	1.19	1.20	1.33	1.19
Operación	Sin Sismo	1.40	1.69	1.81	1.91	1.89	2.03	2.17
	Con Sismo	1.40	1.21	1.27	1.30	1.36	1.42	1.48
Desembalse Rápido	Sin Sismo	1.30	1.87	1.87	1.87	1.87	1.87	1.87
	Con Sismo	1.10	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18

Tabla 15: Resumen final de los factores de seguridad obtenidos en este estudio, donde A son los factores de seguridad mínimos exigidos por la Norma Española.



CONCLUSIONES

Para definir el procedimiento de cálculo de la estabilidad de los taludes de las presas de tierra del Proyecto PACALORI teniendo en cuenta la acción sísmica se requirió obtener el coeficiente pseudoestático horizontal, de acuerdo a la ubicación del Proyecto PACALORI, el registro de la sismicidad de la zona, la importancia económica de las presas de tierra y de la experiencia internacional en el diseño de las mismas, donde la acción sísmica no provoca fallas catastróficas, hemos concluido utilizar un período de retorno de 475 años. Para un período de retorno de 475 años y utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se considera aceptable utilizar en la modelación de las presas del proyecto PACALORI, una aceleración máxima esperada en roca de 0.30 g, lo que resulta en un coeficiente sísmico horizontal de 0.15 ($k_h=0.15$), valor que se encuentra dentro del rango [0.1-0.2], recomendado por muchos investigadores y organismos internacionales como relativamente seguro.

El procedimiento de cálculo del factor de seguridad mínimo, considerando acción sísmica para las presas de tierra del Proyecto PACALORI, se aplicó al diseño de taludes de la presa Chojampe 2, resultando que el talud aguas arriba de 1:3 y aguas abajo de 1:2.75, con drenaje de colchón son estables, seguros y económicos, según se muestra en la Tabla 15, para todos los estados de carga y considerando acción sísmica.

El procedimiento aplicado en la presa Chojampe 2, para el diseño de los taludes considerando la acción sísmica, puede ser utilizado en el resto de presas de tierra homogénea que constituyen el Proyecto PACALORI.

RECOMENDACIÓN

Se recomienda en la aplicación del procedimiento de cálculo planteado en este estudio, la realización de los ensayos triaxiales consolidado-drenado o consolidado-no drenado con medición de la presión de poros con muestras inalteradas y saturadas del cimientado y del material de la cortina, que sean representativas del suelo en ambas condiciones.



REFERENCIAS:

- [1] R. Armas Novoa y E. Horta Mestas, *Presas de Tierra*. La Habana. Cuba: ISPJAE, 1987.
- [2] J. Badillo y R. Rodríguez, *Mecánica de Suelos: Tomo 2 Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. México: LIMUSA NORIEGA EDITORES.
- [3] J. Bolinaga, *Proyectos de Ingeniería Hidráulica*, vol. 1. Caracas. Venezuela.: Fundación Empresas Polar, 1994.
- [4] Steven L. Kramer, *Geotechnical Earthquake Engineering*. 1996.
- [5] Pedro F. Ruesta Ruiz, Jorge Díaz Collantes, y Jorge E. Alva Hurtado, "El Coeficiente Sísmico en el Diseño de Presas de Tierra y de Enrocado". sep-1988.
- [6] INST, "Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas". Dirección General de obras hidráulicas, 27-oct-1967.
- [7] C. Melo y S. Sharma, "Seismic Coefficients for Pseudostatic Slope Analysis". ago-2004.
- [8] R. Badillo y F. Israel, "Diseño de la Obra de Cierre y de las Obras Complementarias en el Embalse Pampas de Salasaca", Thesis, QUITO/EPN/2012, 2012.
- [9] PROMAS-Universidad de Cuenca, "Tomo 4 : Estudio de Factibilidad Informe Componente Geología y Geotecnia". 2013.
- [10] Norma Ecuatoriana de la Construcción, "Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente". .
- [11] BUREAU OF RECLAMATION, "Design of Small Dams", *Wash. DC Govt Print Off*, 1977.
- [12] A. Popovici, *Baraje Pentru Acumulări de Apă*, vol. 2. 2002.
- [13] L. G. de Vallejo, *Ingeniería Geológica*, Pearson Education. 2002.
- [14] PROMAS-Universidad de Cuenca, "Estudio de Factibilidad- Resumen Ejecutivo". 2013.
- [15] PROMAS-Universidad de Cuenca, "Tomo 7: Diseños Básicos de Obras Civiles, Ingeniería Hidráulica y Sistemas de Riego". 2013.
- [16] Red Sísmica del Austro, Enrique Garcia, y Pablo Peñafiel, "Estudio del Registro Sísmico en la Región Austral del Ecuador", mar. 2000.
- [17] R. D'Ercole y M. Trujillo, "Amenazas, Vulnerabilidad, Capacidades y Riesgo en el Ecuador." Ekseption, may-2003.
- [18] Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOP-001-F-2002), "Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes." 2002.



ANEXOS

Anexo 1

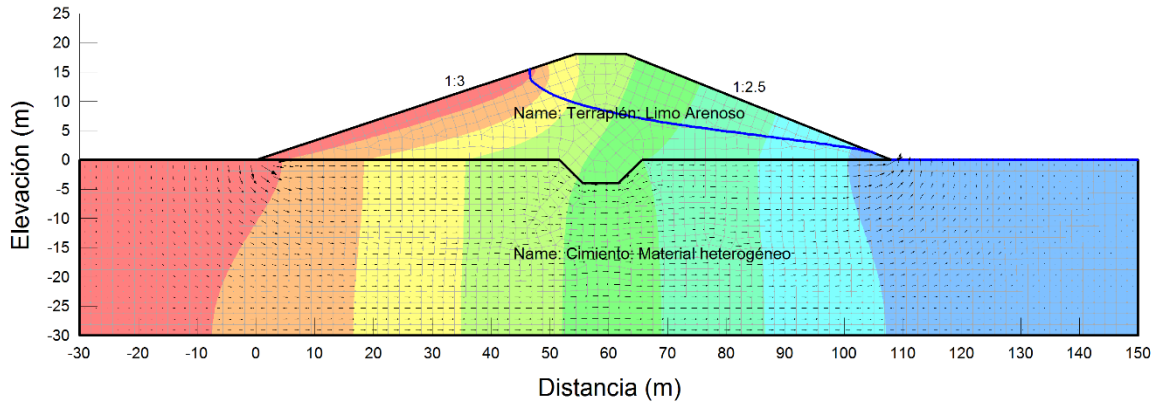


Figura 31: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V1.

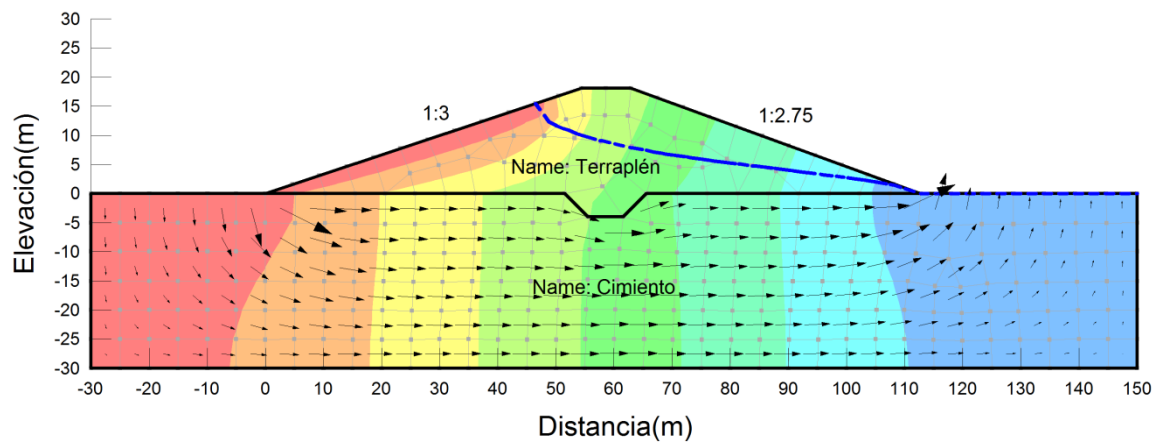


Figura 32: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V2.

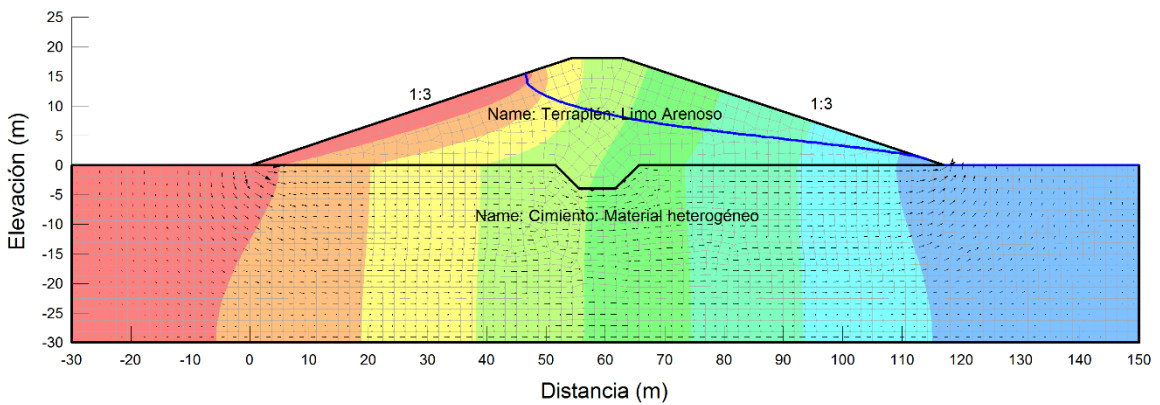


Figura 33: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V3.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

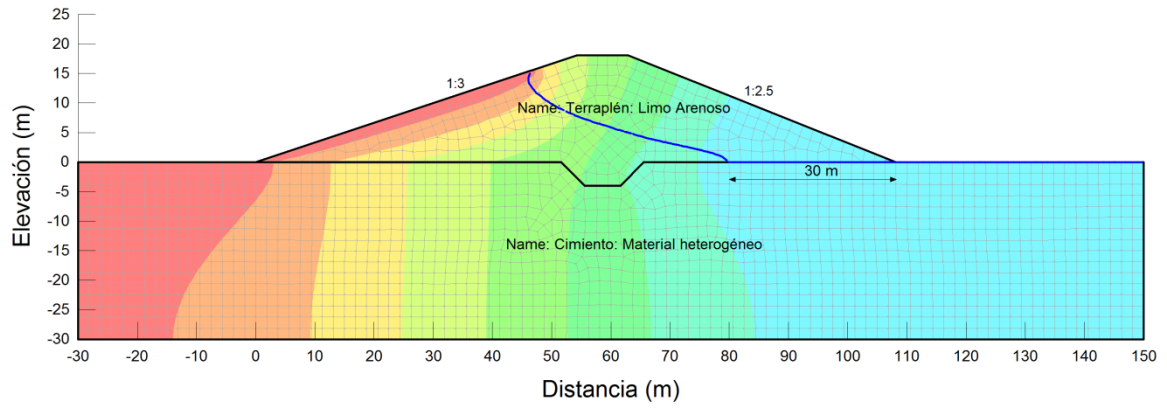


Figura 34: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V4.

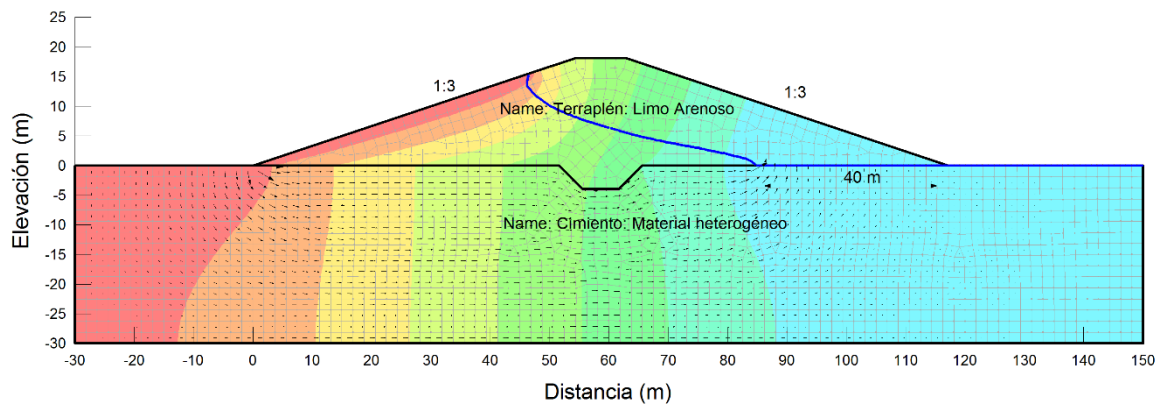


Figura 35: Línea piezométrica obtenida de la simulación en SEEP/W, para V6.



Anexo 2

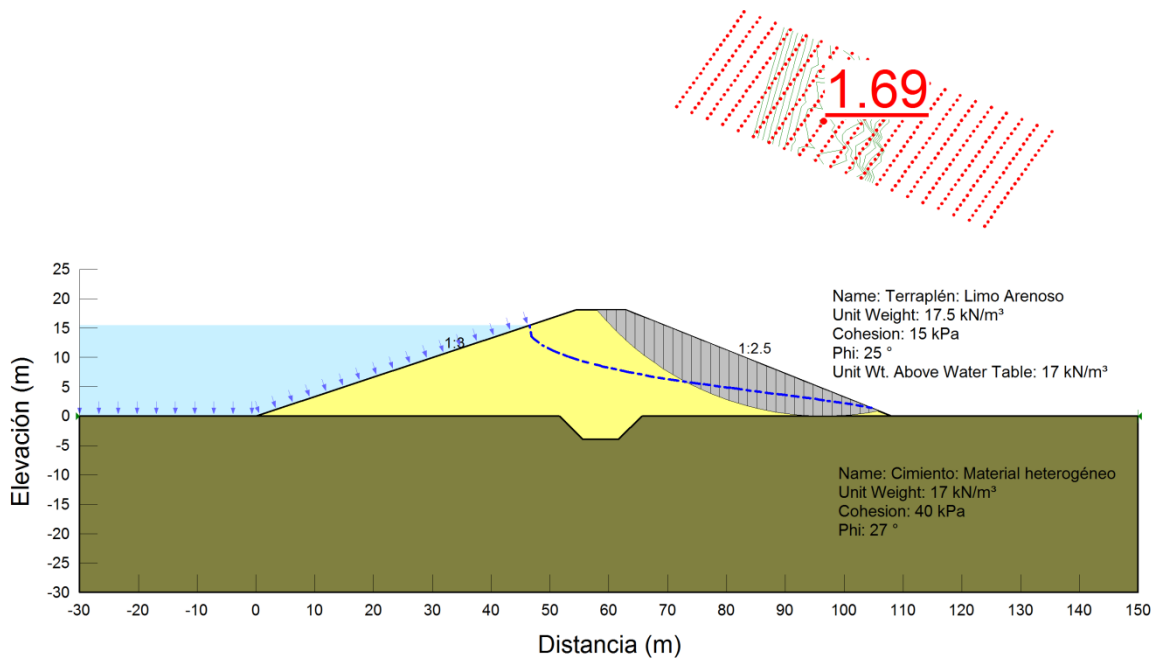


Figura 36: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V1.

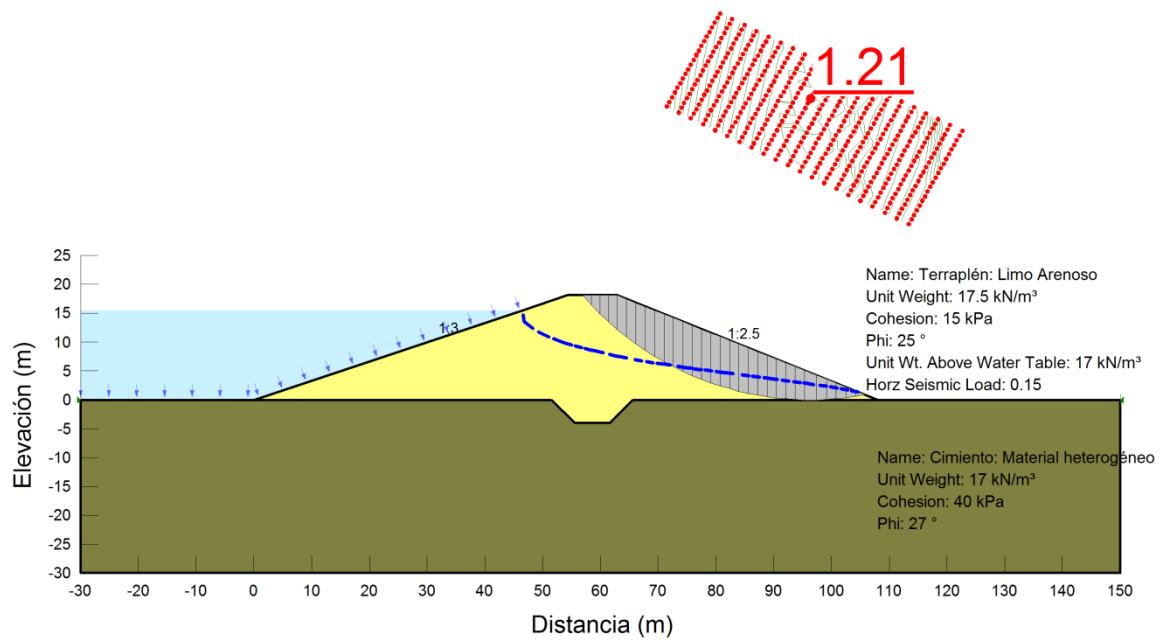


Figura 37: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (con sismo), para V1.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

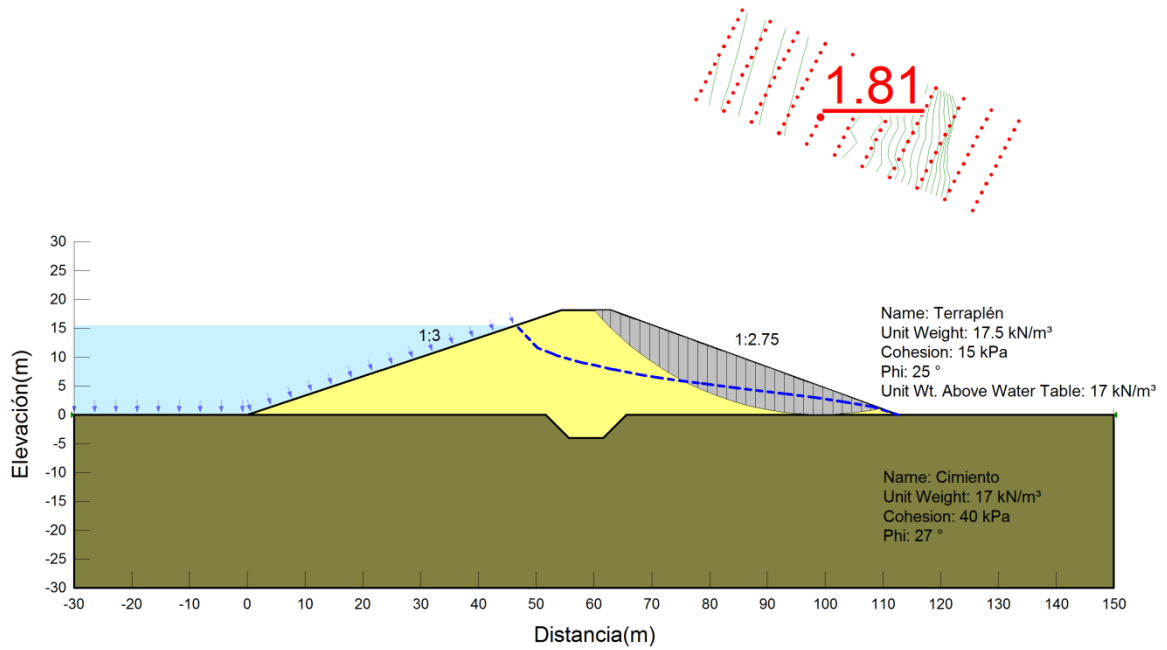


Figura 38: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V2.

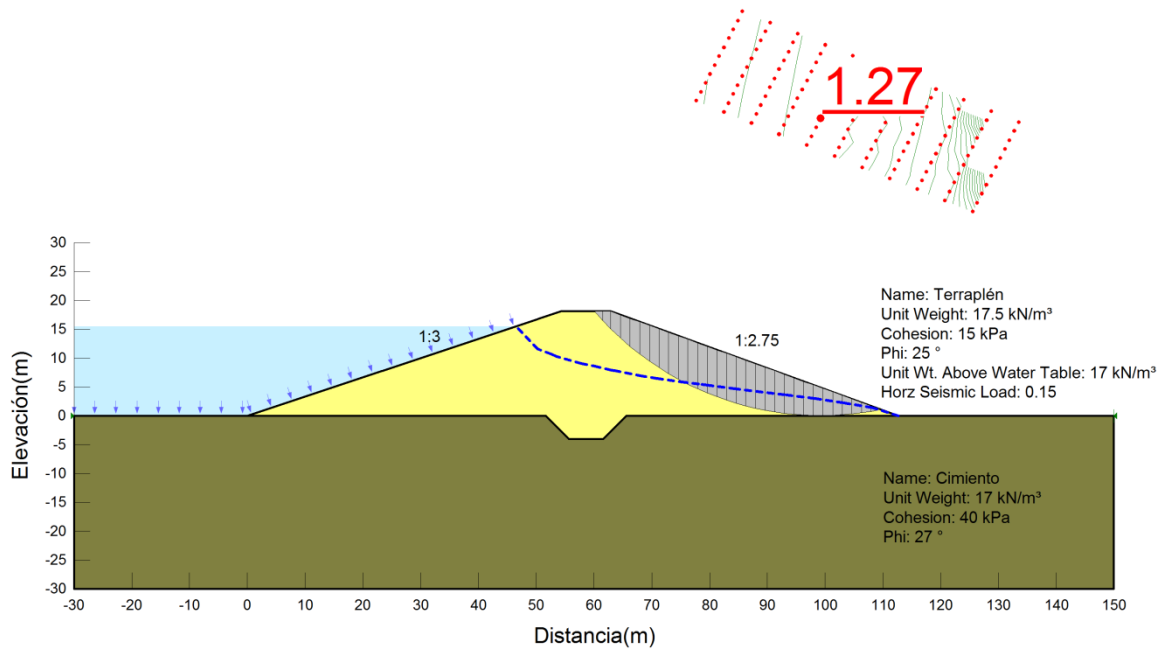


Figura 39: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (con sismo), para V2.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

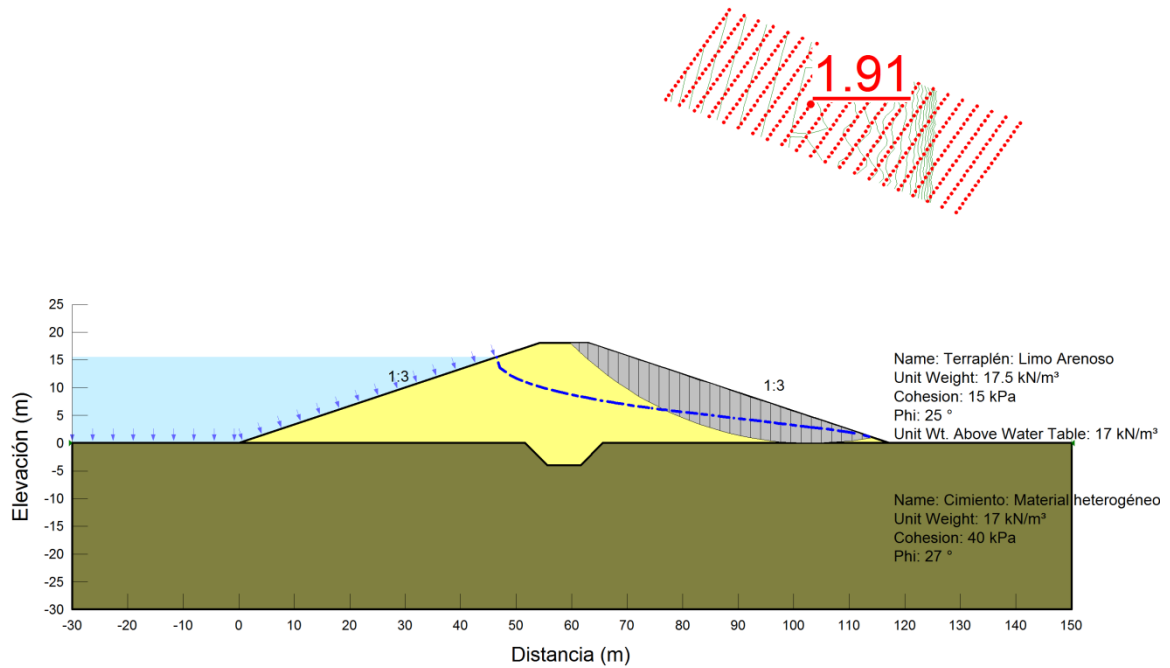


Figura 40: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V3.

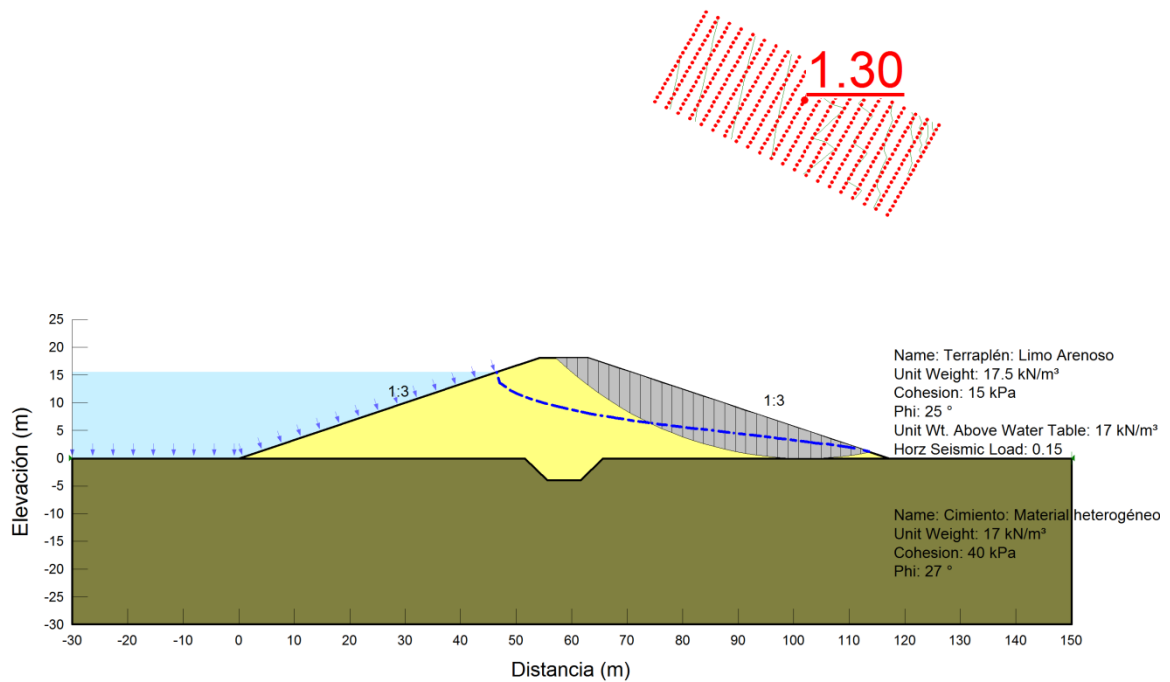


Figura 41: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (con sismo), para V3.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

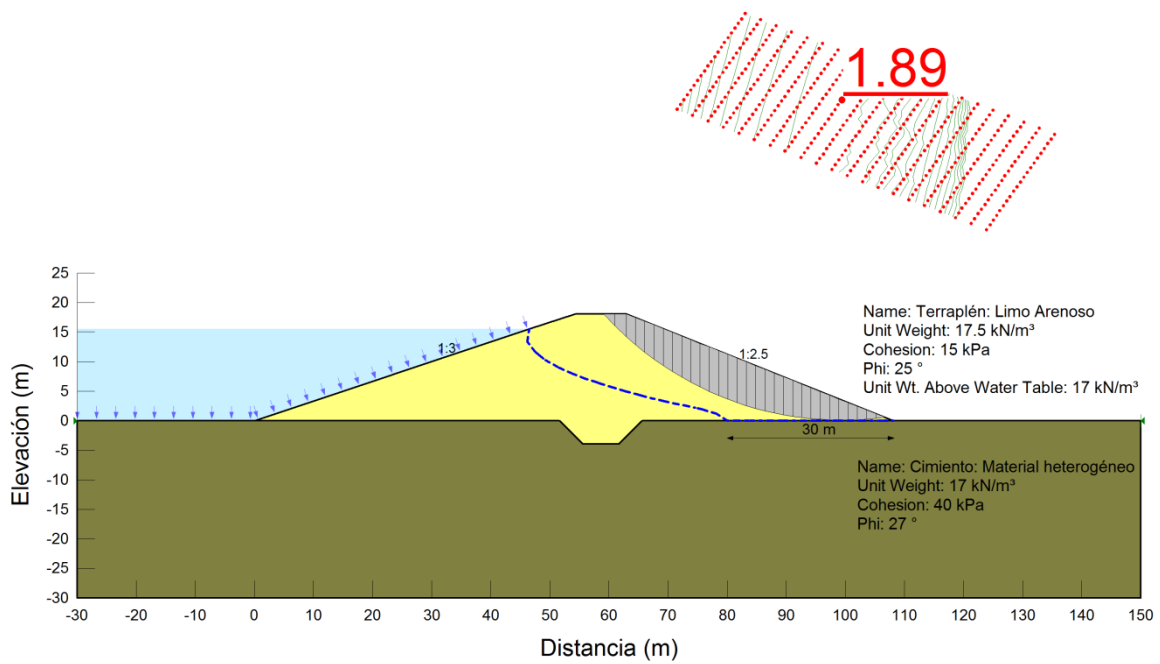


Figura 42: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (sin sismo), para V4.

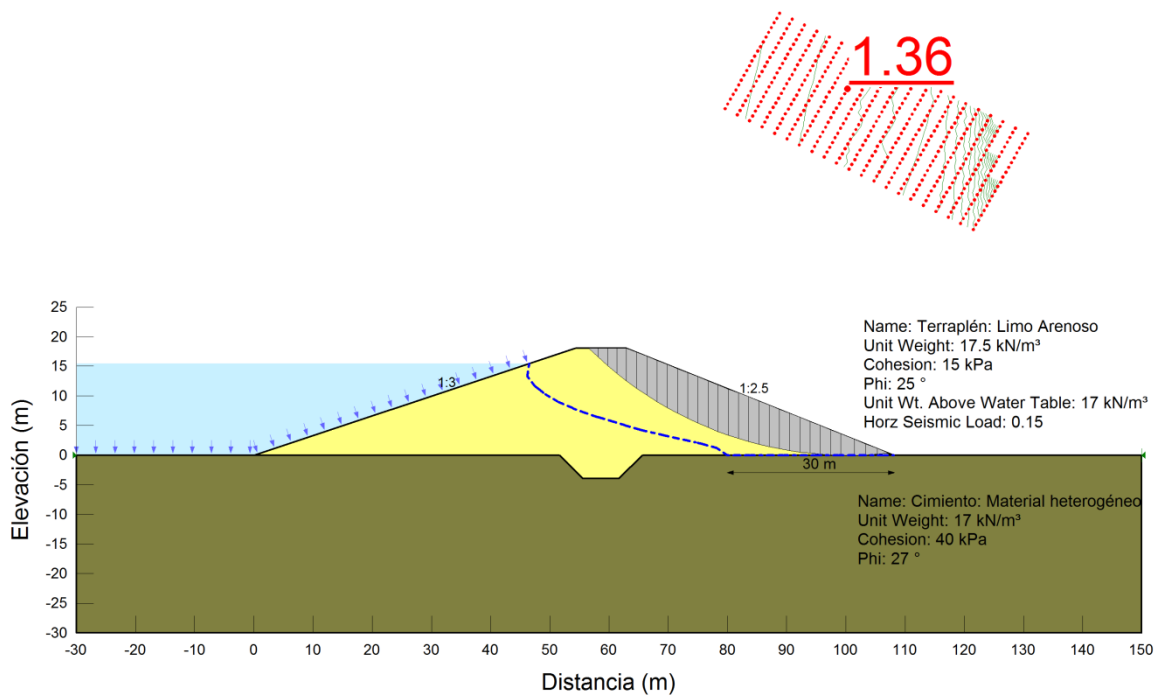


Figura 43: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “operación” (con sismo), para V4.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

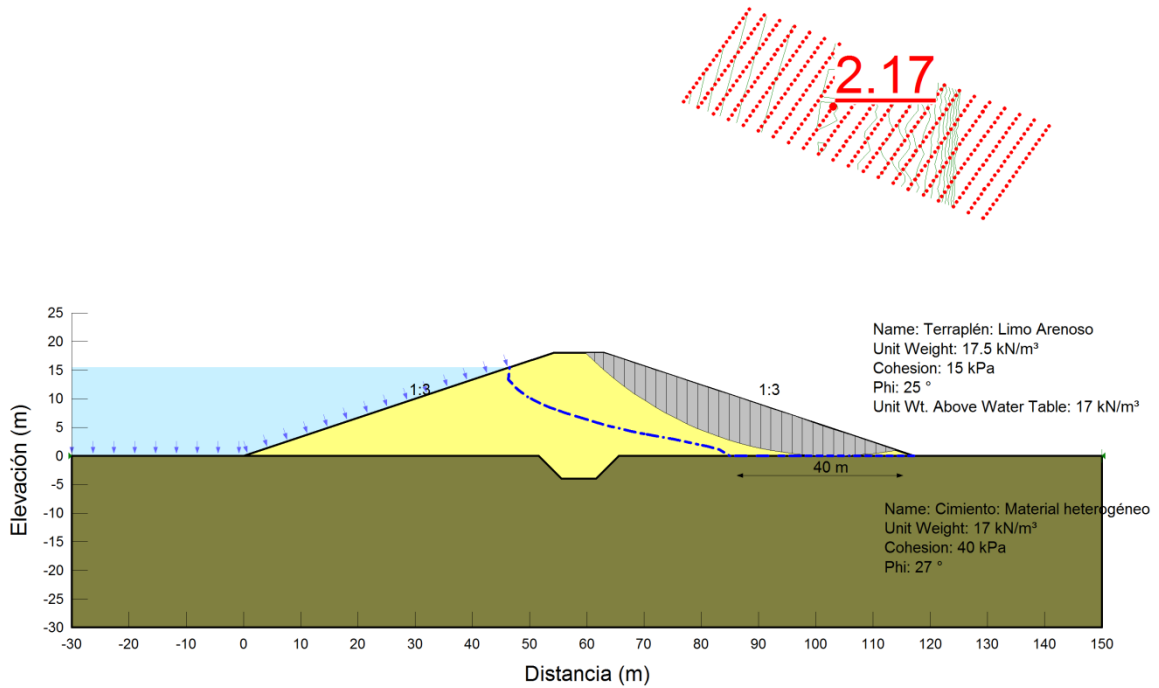


Figura 44: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga "operación" (sin sismo), para V6.

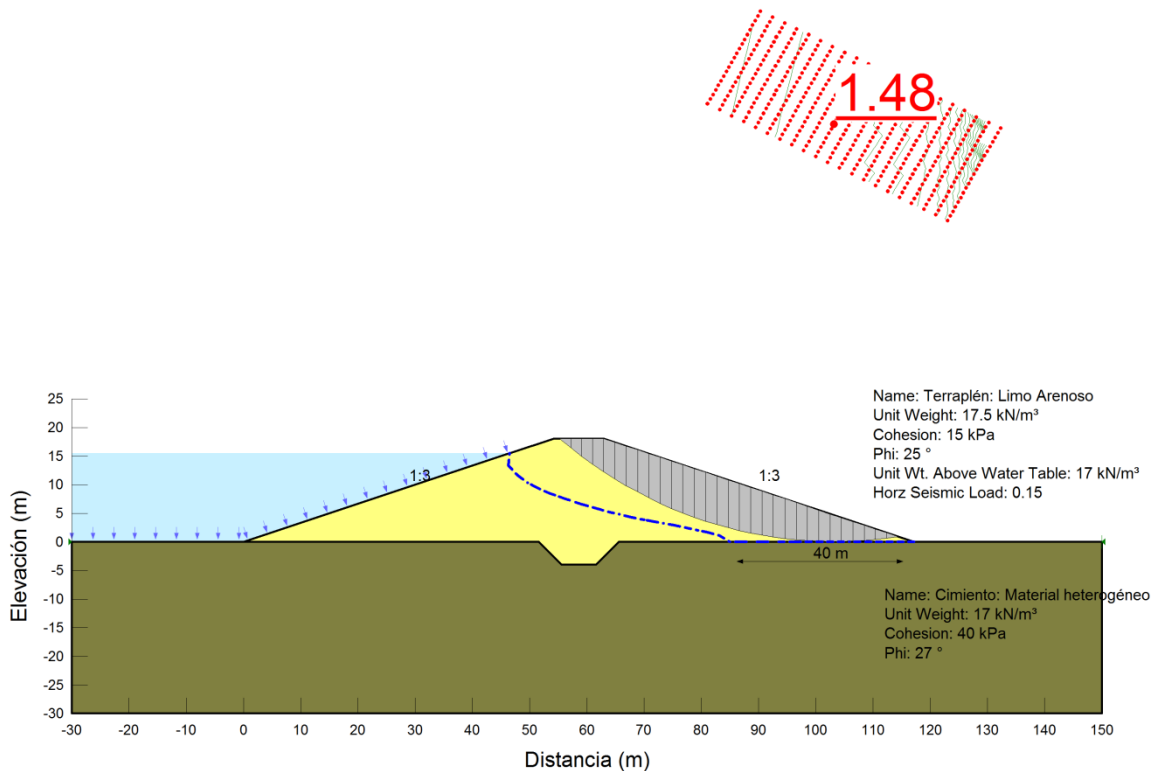


Figura 45: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga "operación" (con sismo), para V6.



Anexo 3

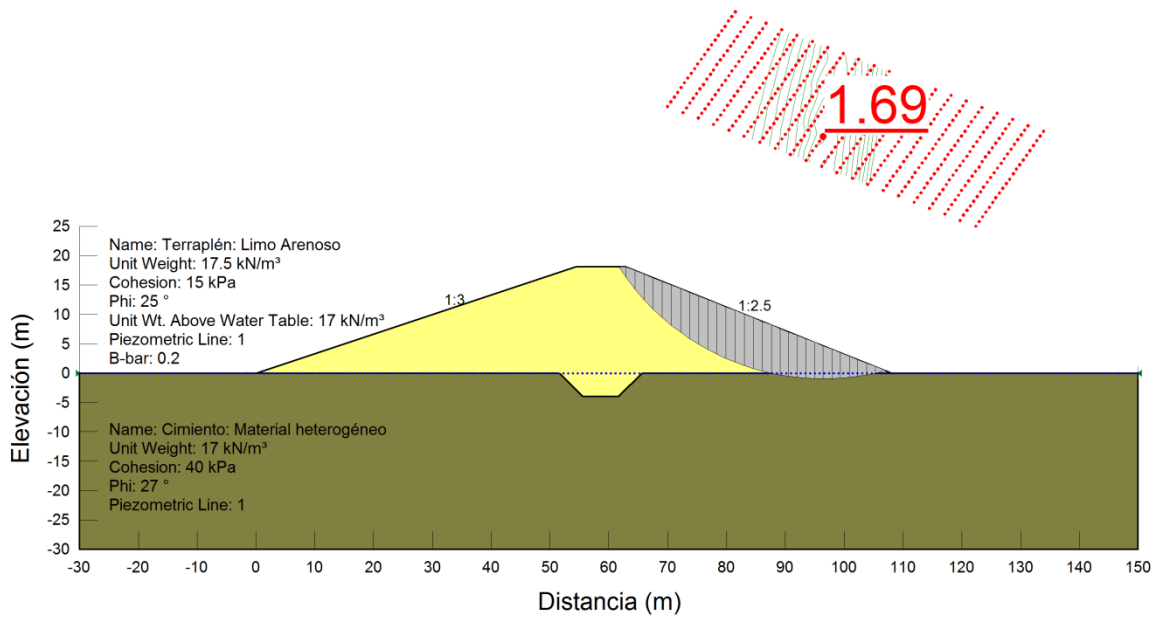


Figura 46: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (sin sismo), para V1 y V4.

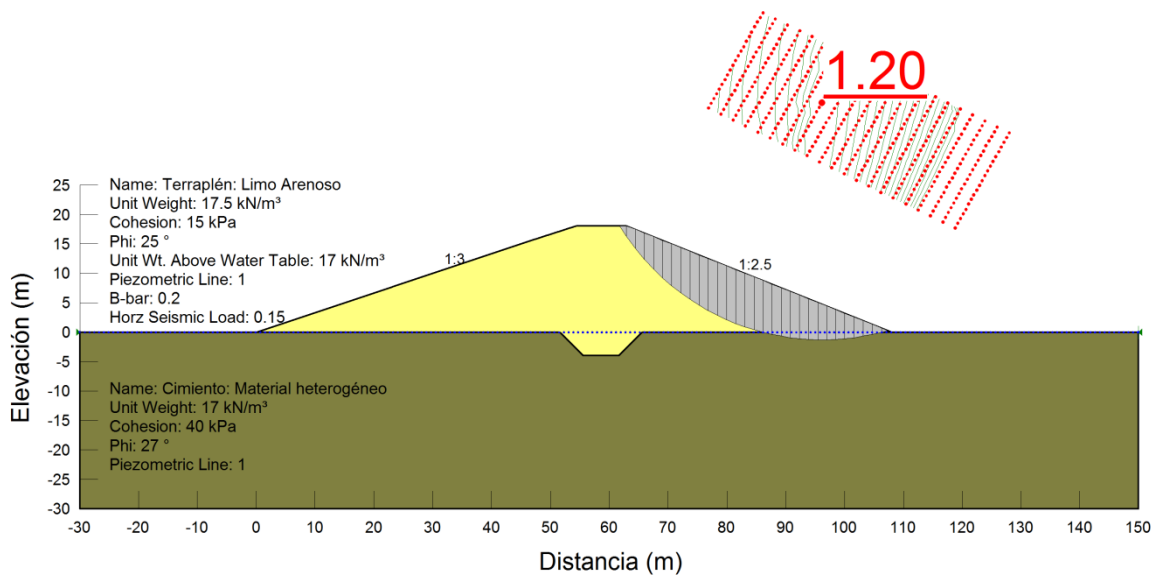


Figura 47: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (con sismo), para V1 y V4.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

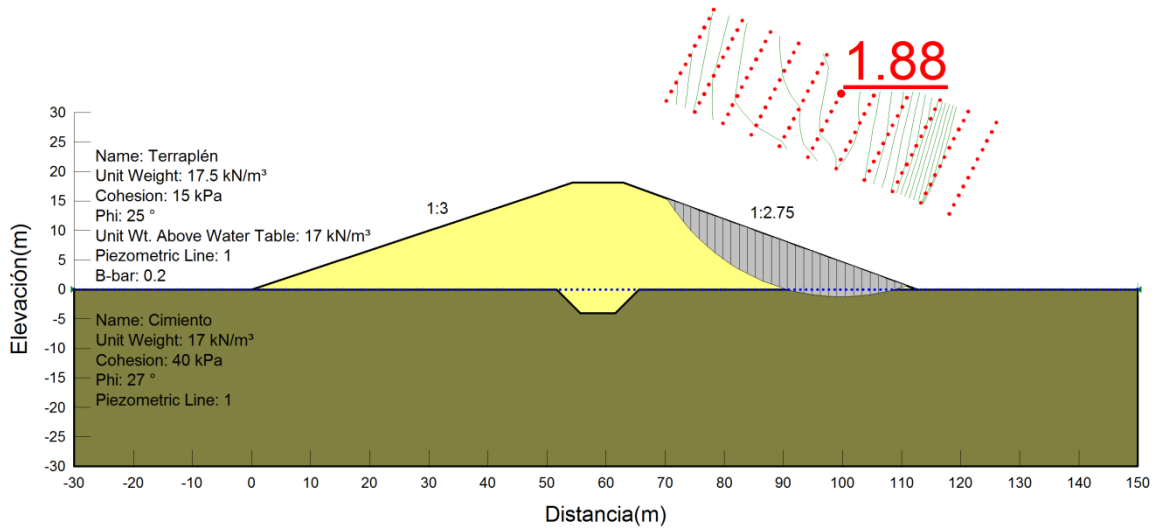


Figura 48: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (sin sismo), para V2 y V5.

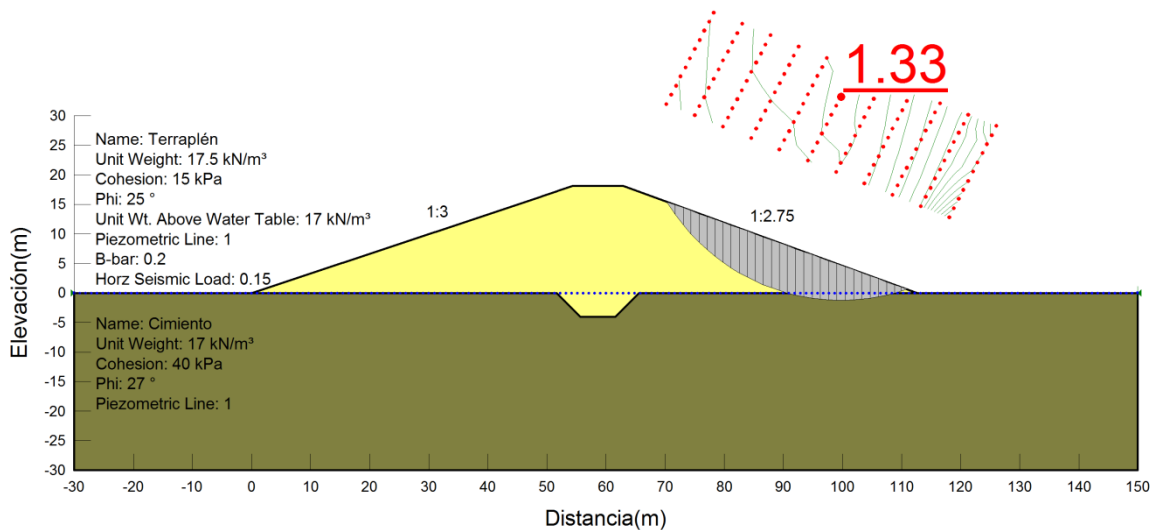


Figura 49: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (con sismo), para V2 y V5.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

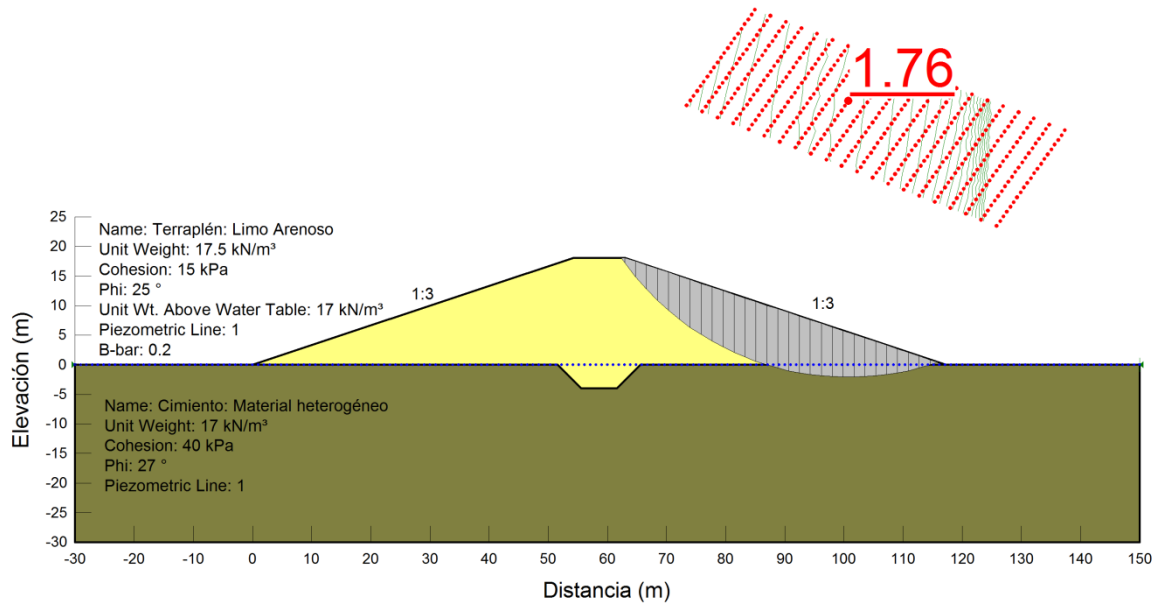


Figura 50: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (sin sismo), para V3 y V6.

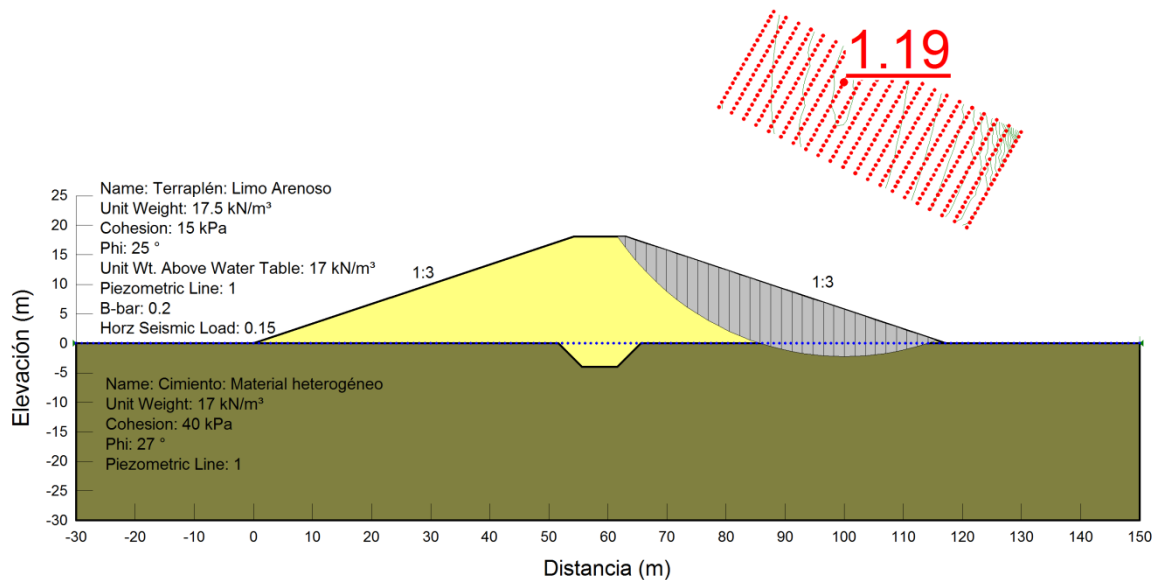


Figura 51: Círculo de falla para el factor de seguridad mínimo, en el estado de carga “final de construcción” (con sismo), para V3 y V6.