

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE
PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH -
PERÚ”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

**ALEX FERNANDO RODAS SIMBRON
ID: 0009-0000-5310-5154**

ASESOR

**MSc. JUAN WALTER CABRERA CABRERA
ID: 0000-0002-7490-7807**

LIMA - PERÚ

2024

© 2024, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

RODAS SIMBRON, Alex Fernando
arodass@uni.pe
940399852

Dedicatoria:

A mi madre

Por ser la primera persona en creer en mí.

A mi padre

Por ser la principal influencia, involuntariamente, para yo ser ingeniero civil.

A mi hermana y sobrinos

Por la motivación de seguir adelante.

A mi asesor

Por su predisposición para ayudarme desde el primer día y por todo su tiempo invertido.

Agradecimientos

El presente trabajo de investigación ha sido elaborado con gran dedicación, esfuerzo y determinación para poder lograr el objetivo de obtener la titulación a nombre de mi alma máter, la Universidad Nacional de Ingeniería. Agradezco infinitamente a esta casa de estudios por albergarme todos estos años donde desarrollé las habilidades de la lectura, asociación de conceptos y la búsqueda implacable de la verdad, que actualmente me sirven para desempeñarme eficazmente en el ámbito profesional.

Agradezco a José Mendoza, compañero de trabajo y docente de la universidad, por recomendarme y contactarme con el quien sería mi asesor, Juan Cabrera, el cual aportó siempre de manera constructiva y fue quien me mostró el camino para la ejecución y culminación de la tesis.

Agradezco a los docentes de la facultad de Ingeniería Civil, personas que inspiran a seguir con su trayectoria dentro de esta hermosa carrera. A los amigos que hice dentro mis años de estudio, con los que me sentaba a estudiar y me regresaba a mi domicilio conversando sobre lo que fue un día más dentro de la universidad.

Agradezco profundamente a mi madre Santa Isabel, persona con la que se inició este proyecto universitario por aquel año 2013 cuando recibimos un folleto sobre la Universidad Nacional de Ingeniería. Siempre serás la persona por la que me esfuerzo día a día. A mi padre, Alex Rodas, persona que forjó mi carácter, mi aproximación a la dureza de la vida, y quien no sabía que con solo llevarme de pequeño a su trabajo de albañil, sembró en mí el deseo de ser un Ingeniero Civil.

Índice

Resumen	4
Abstract	6
Prólogo	8
Lista de tablas	9
Lista de figuras	11
Lista de símbolos y siglas	13
Capítulo I: Introducción	17
1.1 Generalidades.....	17
1.2 Descripción del problema de investigación	18
1.3 Objetivos del estudio.....	19
1.3.1 Objetivo general.....	19
1.3.2 Objetivos específicos	19
1.4 Hipótesis	20
1.4.1 Hipótesis general	20
1.4.2 Hipótesis específicas	20
1.5 Antecedentes investigativos	20
Capítulo II: Marco teórico y conceptual	24
2.1 Residuos producto de actividades mineras (relaves)	24
2.1.1 Tecnologías de deshidratación de relaves.....	24
2.2 Presas de relaves.....	25
2.2.1 Métodos constructivos de presas de relaves	25
2.3 Registro de incidentes de presas de relaves	27
2.4 Análisis de rotura de presas de relaves (dam break analysis).....	29
2.5 Metodología propuesta por la CDA	29
2.5.1 Objetivos y alcances	30
2.5.2 Revisión de la información general	31
2.5.3 Modos de falla y escenarios	31
2.5.4 Caracterización de los relaves y reología	33
2.5.5 Análisis hidrológico	33
2.5.6 Definición del caso TDBA.....	35
2.5.7 Análisis de movilización (runout analysis).....	43
2.5.8 Análisis de sensibilidad.....	47
2.5.9 Mapas de inundación y salida	48
2.5.10 Documentación de los resultados TDBA	49

2.6 Metodología convencional aplicada para el análisis de rotura de presas de relaves	49
2.6.1 Hidrograma de rotura.....	50
2.6.2 Tránsito de la onda por la quebrada	51
2.6.3 Mapas de inundación y datos de salida	52
Capítulo III: Descripción del caso de estudio	53
3.1 Ubicación del caso de estudio.....	53
3.2 Descripción geomorfológica del caso de estudio	53
3.3 Descripción hidrográfica del caso de estudio.....	54
3.4 Estaciones meteorológicas del caso de estudio.....	55
3.5 Descripción del uso del suelo del caso de estudio.....	56
3.6 Descripción del depósito de relaves.....	57
Capítulo IV: Aplicación de metodología CDA y otras metodologías.....	59
4.1 Desarrollo de la metodología propuesta por la CDA	59
4.1.1 Definición de objetivos y alcances del modelamiento.....	59
4.1.2 Recopilación y tratamiento de la información general	59
4.1.3 Definición de los modos y escenarios de falla	65
4.1.4 Definición de las características de los relaves	65
4.1.5 Definición de las condiciones hidrológicas.....	66
4.1.6 Definición del caso TDBA	66
4.1.7 Análisis y estimación de los parámetros de brecha.....	66
4.1.8 Análisis de movilización (runout analysis).....	71
4.1.9 Definición del análisis de sensibilidad	71
4.1.10 Elaboración de mapas de inundación	72
4.2 Desarrollo de la metodología convencional	72
4.2.1 Definición de objetivos y alcances del modelamiento.....	72
4.2.2 Recopilación y tratamiento de la información general	72
4.2.3 Configuración del hidrograma de rotura.....	72
4.2.4 Elaboración del modelo de tránsito de la onda por la quebrada	74
4.2.5 Mapas de inundación y datos de salida	75
4.3 Procedimiento comparativo de los resultados obtenidos.....	75
Capítulo V: Discusión de resultados	76
5.1 Resultados siguiendo la metodología propuesta por la CDA.....	76
5.1.1 Resultados de la recopilación y tratamiento de la información general	76
5.1.2 Resultados de la definición de los modos y escenarios de falla	84
5.1.3 Resultados de la definición de las características de los relaves.....	86
5.1.4 Resultados de la definición de las condiciones hidrológicas.....	88

5.1.5 Resultados de la definición del caso TDBA	89
5.1.6 Resultado del análisis y estimación de los parámetros de brecha.....	89
5.1.7 Resultados del análisis de movilización (runout analysis).....	92
5.1.8 Resultados de la simulación y del análisis de sensibilidad.....	94
5.1.9 Mapas de inundación.....	95
5.2 Resultados siguiendo la metodología convencional	97
5.2.1 Resultados de la recopilación de información.....	97
5.2.2 Resultados de la configuración del hidrograma de rotura	97
5.2.3 Resultados del tránsito de la onda por la quebrada	99
5.2.4 Mapas de inundación y datos de salida	100
5.3 Resultados del procedimiento comparativo	102
5.3.1 Comparación y discusión entre resultados de parámetros de brecha	102
5.3.2 Comparación y discusión entre resultados del análisis de rotura de presa.....	104
Conclusiones	114
Recomendaciones	116
Referencias bibliográficas	117
Anexos	121

Resumen

El presente trabajo de investigación desarrolla una evaluación de la confiabilidad de la metodología propuesta por la Asociación Canadiense de Presas (CDA, por sus siglas en inglés) para la elaboración del análisis de rotura de presas de relaves con respecto a otras metodologías aplicadas en el Perú.

Para el desarrollo del análisis de rotura de presas de relaves considerando la metodología propuesta por la CDA, se siguieron los once (11) pasos que se desarrollan detalladamente en su “Boletín Técnico: Análisis de Rotura de Presas de Relaves”.

Para el desarrollo del análisis de rotura de presas de relaves considerando una metodología convencional usada en el país, se recurrió a la búsqueda de artículos científicos nacionales e internacionales; sin embargo, estos no se encuentran agrupados dentro un marco metodológico propiamente dicho. En ese sentido, Quisca (2016) elaboró un análisis de rotura de presa el cual fue expuesto en el XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica realizado en el Perú y cuyo proceso metodológico para la elaboración del análisis de rotura de presa fue adoptado por el Comité Peruano de Grandes Presas (COPEGP) en el año 2018.

Las principales herramientas utilizadas para el desarrollo del modelamiento y el proceso de registro de información a través de mapas de inundación fueron el HEC – RAS en su versión 6.2 y QGIS en su versión 3.28, respectivamente. Estas herramientas permitieron la realización del modelamiento de flujos Newtonianos e hiperconcentrados (o flujos No – Newtonianos como lo describimos en el presente estudio) y la visualización de los resultados en mapas con información georreferenciada.

El caso de estudio corresponde a una presa de relaves localizada en la provincia de Huari, departamento de Ancash del Perú a una altitud promedio de 4280 m.s.n.m. El eje de la presa del depósito de relaves se encuentra en las siguientes coordenadas: (N1:8944786.17, E1:279274.59 y N2:8944886.99, E2:279561.89). Además, se realizaron descripciones geomorfológicas, hidrográficas,

meteorológicas y del uso del suelo del caso de estudio, que fueron necesarias al momento del desarrollo del análisis de rotura de presa de relaves.

Finalmente, luego del desarrollo y ejecución de ambas metodologías, así como también de la discusión de los resultados obtenidos, se concluyó que la aplicación de la metodología propuesta por la CDA permite definir mayores áreas afectadas debido a la liberación de relaves por rotura de presa con respecto a métodos convencionales.

Este resultado marca el inicio de una línea de investigación con respecto al análisis de rotura de presas de relaves en el país, ya que constantemente se viene realizando nuevos estudios, actualizaciones y hallazgos lo que dará paso a nuevos retos y sobre todo, un mejor y adecuado enfoque concerniente al tema de seguridad de presas de relaves.

Abstract

The present research work develops an evaluation of the reliability of the methodology proposed by the Canadian Dam Association (CDA) for the preparation of the tailings dam breakage analysis with respect to other methodologies applied in Peru.

For the development of the tailings dam failure analysis considering the methodology proposed by the CDA, the eleven (11) steps that are developed in detail in its "Technical Bulletin: Tailings Dam Failure Analysis" were followed.

To develop the analysis of tailings dam failure considering a conventional methodology used in the country, a search for national and international scientific articles was used; However, these are not grouped within a methodological framework itself. In that sense, Quisca (2016) developed a dam breakage analysis which was presented at the XXVII Latin American Hydraulics Congress held in Peru and whose methodological process for preparing the dam breakage analysis was adopted by the Peruvian Committee of Large Dams (COPEGP) in 2018.

The main tools used for the development of modeling and the process of recording information through flood maps were HEC – RAS in version 6.2 and QGIS in version 3.28, respectively. These tools allowed the modeling of Newtonian and hyperconcentrated flows (or Non–Newtonian flows as we describe in the present study) and the visualization of the results on maps with georeferenced information.

The case study corresponds to a tailings dam located in the province of Huari, department of Ancash of Peru at an average altitude of 4280 m.a.s.l. The axis of the tailings deposit dam is located at the following coordinates: (N1:8944786.17, E1:279274.59 and N2:8944886.99, E2:279561.89). In addition, geomorphological, hydrographic, meteorological and land use descriptions of the case study were made, which were necessary at the time of developing the tailings dam failure analysis.

Finally, after the development and execution of both methodologies, as well as the discussion of the results obtained, it was concluded that the application of the methodology proposed by the CDA allows defining larger areas affected by the release of tailings due to dam failure with compared to conventional methods.

This result marks the beginning of a line of research regarding the analysis of tailings dam failure in the country, since new studies, updates and findings are constantly being carried out, which will give way to new challenges and, above all, a better and adequate approach concerning the issue of tailings dam safety.

Prólogo

En Enero 2019 la rotura de una relavera en Brumandinho, estado de Minas Gerais – Brasil, llamó la atención de la comunidad científica sobre el estado del arte en el diseño de presas de relave y la inexistencia en muchos países de reglamentos y manuales de diseño que establezcan pautas bien definidas que permitan una posterior evaluación del funcionamiento, operación y mantenimiento de estos depósitos de mina. A diferencia de la falla de un almacenamiento de agua, que conlleva también la posible afectación a poblaciones ubicadas aguas abajo, con las pérdidas económicas y de vidas humanas, la falla de una presa de relaves tiene asociado un elemento adicional que no se puede dejar de mencionar: la posible contaminación de suelos, fuentes de agua y acuíferos ocasionados por el derrame de los relaves mineros y de las posibles aguas ácidas que contienen.

En 2021, la Asociación Canadiense de Presas (CDA, por su acrónimo en inglés), publicó un Boletín Técnico denominado “Análisis de rotura de presas de relaves”, donde establece un procedimiento paso a paso para realizar un Análisis de Brechas de Presas de Relave (TDBA, por sus siglas en inglés). Sobre este marco de referencia, ahora se puede realizar comparaciones con otras metodologías para establecer cuál es más conservadora o cuál propone mayores previsiones para reducir el riesgo de falla de la estructura.

En este sentido, la presente tesis de investigación realiza la comparación entre la metodología propuesta por la CDA y la metodología para la elaboración del análisis de rotura de presa del Comité Peruano de Grandes Presas (COPEGP) adoptada en 2018. Los resultados de este análisis conducen al hecho que la metodología de la CDA presenta mayores áreas de afectación que la considerada por la COPEGP, dibujando un escenario más conservador y que permite planificar el territorio para reducir la posible afectación de zonas urbanas y rurales.

En un país históricamente minero, los resultados de este trabajo de investigación servirán de referencia no solamente para futuras investigaciones, sino también para la planificación de futuros desarrollos mineros y de insumo para la actualización y mejora de reglamentos en esta actividad económica.

ASESOR

Lista de tablas

Tabla N°1: Resumen de tecnologías de proceso de deshidratación de relaves .	25
Tabla N°2: Tipos de casos de análisis de rotura de presa de relaves.....	38
Tabla N°3: Tipos de flujo según el contenido de sólidos	39
Tabla N°4: Consideraciones de modelamiento para diferentes casos de TDBA.	47
Tabla N°5: Características de la presa de relaves.....	57
Tabla N°6: Coeficientes de rugosidad según el tipo de material de revestimiento.....	61
Tabla N°7: Número de curva según el uso del suelo	62
Tabla N°8: Niveles objetivo para riesgos de inundación.....	64
Tabla N°9: Correlaciones empíricas utilizadas para la estimación de parámetros de brecha	73
Tabla N°10: Precipitaciones máximas en para diferentes periodos de retorno ..	76
Tabla N°11: Principales parámetros geomorfológicos de las subcuencas de la zona de estudio	77
Tabla N°12: Tiempo de concentración y tiempo de retardo (lag time, en inglés)	77
Tabla N°13: Resumen de coeficiente de rugosidad para los cauces de las subcuencas de estudio.....	80
Tabla N°14: Resumen del número de curva para las subcuencas de estudio según las condiciones de humedad antecedente	81
Tabla N°15: Parámetros para el modelamiento de la cuenca de la presa.....	83
Tabla N°16: Resumen de la estimación volúmenes EDF e IDF	84
Tabla N°17: Modos de falla potenciales de la presa de relaves.....	85
Tabla N°18: Información física de relaves de plata	87
Tabla N°19: Resultados de la relación del esfuerzo de corte y velocidad de deformación para relaves de plata	87
Tabla N°20: Condiciones hidrológicas para los modos de falla creíbles.....	89
Tabla N°21: Volúmenes liberados para los modos de falla creíbles.....	90
Tabla N°22: Estimación del tiempo de formación de la brecha en base a registros históricos	90
Tabla N°23: Parámetros de brecha para los modos de falla creíbles	91
Tabla N°24: Volúmenes liberados, contenido de sólidos y tipo de comportamiento de acuerdo al proceso	94
Tabla N°25: Resultados de la simulación de rotura de presa con metodología TDBA.....	95

Tabla N°26: Modos de falla creíbles de la presa de relaves y sus parámetros de brecha.....	98
Tabla N°27: Resultados de la simulación de rotura de presa con metodología convencional	100
Tabla N°28: Parámetros de brecha utilizados según metodologías	102
Tabla N°29: Volumen del flujo relaves liberados según metodologías	104
Tabla N°30: Resultados de área de inundación según metodologías.....	105
Tabla N°31: Resultados del alcance horizontal según metodologías.....	106
Tabla N°32: Resultados de profundidades máximas de inundación según metodologías.....	107
Tabla N°33: Resultados de velocidades máximas de inundación según metodologías.....	107

Lista de figuras

Figura N°1: Método de construcción aguas arriba.....	26
Figura N°2: Método de construcción aguas abajo	26
Figura N°3: Método de construcción línea central	27
Figura N°4: Causas de los incidentes en presas de relaves.....	27
Figura N°5: Diagrama de flujo para el análisis de rotura de presa de relaves	30
Figura N°6: Falla de la presa de relaves Merriespruit en Sudáfrica 1994.....	36
Figura N°7: Falla de la presa de relaves Mount Polley en Canadá 2014	36
Figura N°8: Falla de la presa de relaves Feijão en Brasil 2019.....	37
Figura N°9: Falla de la mina Clinton Creek en Canadá 1985	37
Figura N°10: Tipos de flujo como una función de la concentración de sólidos....	40
Figura N°11: Comportamiento del flujo con respecto al contenido de agua	46
Figura N°12: Esquema metodológico para el análisis de rotura de presas utilizado por Quisca y adoptado por la COPEGP en 2018.....	50
Figura N°13: Ubicación geopolítica del depósito de relaves	53
Figura N°14: Modelo digital de elevación del área de estudio.....	54
Figura N°15: Principales subcuencas de la zona de estudio	55
Figura N°16: Ubicación de la estación meteorológica Yanacancha	56
Figura N°17: Configuración de la presa del depósito de relaves	58
Figura N°18: Método de cono de depresión modificado.....	70
Figura N°19: Disposición final de los relaves después de la rotura de presa	70
Figura N°20: Fotografía del cauce principal de la cuenca Ayash.....	78
Figura N°21: Fotografía del cauce principal de la cuenca Ayapuno	79
Figura N°22: Fotografía del cauce principal de la cuenca Colca.....	79
Figura N°23: Fotografía del cauce principal de la cuenca Pichui	80
Figura N°24: Curva de almacenamiento - elevación del depósito de relaves.....	82
Figura N°25: Modelo HEC - HMS del embalse de la presa de relaves	83
Figura N°26: Reograma de los relaves de plata	88
Figura N°27: Hidrograma de rotura para los modos de falla creíbles – metodología TDBA.....	92
Figura N°28: Modelo HEC-RAS de análisis de rotura de presa de relaves	93
Figura N°29: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología TDBA (MF – 2 – Día soleado – 2 años)	96
Figura N°30: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología TDBA (MF – 4 – Día lluvioso – 100 años)	96

Figura N°31: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología TDBA (MF – 4 – Día lluvioso – 200 años)	96
Figura N°32: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología TDBA (MF – 4 – Día lluvioso – 500 años)	97
Figura N°33: Hidrogramas de rotura para los modos de falla creíbles – metodología convencional	99
Figura N°34: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología convencional (MF – 2 – Día soleado – 2 años).....	101
Figura N°35: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología convencional (MF – 4 – Día lluvioso – 100 años)	101
Figura N°36: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología convencional (MF – 4 – Día soleado – 200 años)	101
Figura N°37: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología convencional (MF – 4 – Día soleado – 500 años)	102
Figura N°38: Variación cuantitativa de la velocidad del flujo (MF – 2 – Día soleado – 2 años).....	109
Figura N°39: Variación cuantitativa de la velocidad del flujo (MF – 4 – Día lluvioso – 100 años)	110
Figura N°40: Variación cuantitativa de la velocidad del flujo (MF – 4 – Día lluvioso – 200 años)	111
Figura N°41: Variación cuantitativa de la velocidad del flujo (MF – 4 – Día lluvioso – 500 años).....	112

Lista de símbolos y siglas

SÍMBOLOS

$\%w$:Contenido de humedad de los relaves
b_4	:Coeficiente dependiente del modo de falla (Xu y Zhang, 2009)
b_5	:Coeficiente dependiente de la erosionabilidad (Xu y Zhang, 2009)
B_w	:Ancho medio de la brecha del modo de falla creíble
C_3	:Coeficiente como resultado de la suma b_4 y b_5 para el cálculo del ancho medio de brecha (Xu y Zhang, 2009)
C_5	:Coeficiente para el cálculo del tiempo de formación de la brecha (Xu y Zhang, 2009)
C_b	:Coeficiente de compensación, en función del volumen liberado (Von Thun y Gillette, 1990)
CN	:Curva número
C_v	:Concentración de sólidos por volumen
C_w	:Concentración de sólidos por peso
$C_w\%$:Contenido de sólidos al momento de la rotura de la presa
e	:Relación de vacíos de los relaves
e	:Número de Euler
$F_{muest. sn}$:Factor de ajuste de la desviación estándar a partir de la longitud de registro de la serie
$F_{muest. xn}$:Factor de ajuste del promedio a partir de la longitud de registro de la serie
F_{sn}	:Factor de ajuste a partir del cociente de la desviación estándar de la serie
F_{xn}	:Factor de ajuste a partir del cociente del promedio de la serie
g	:Aceleración de la gravedad
H	:Altura de la brecha del modo de falla creíble
h_b	:Altura de la brecha final para cálculo con ecuaciones de Froehlich
h_d	:Altura original de la presa
h_r	:15 m considerado como altura referencial para distinguir entre presas pequeñas y grandes (Xu y Zhang, 2009)

h_w	:Profundidad por encima de la base de la brecha final
k	:Tasa de erosión
k_0	:Constante OT = 1.3 y P = 1.0
K_m	:Coeficiente o factor de frecuencia
K_n	:Coeficiente que depende del tamaño de la muestra de precipitaciones
L	:Longitud del cauce principal
m	:Pendiente media de la cuenca
M_{IW}	:Masa del agua intersticial de los relaves
M_{IW-MOB}	:Masa de agua intersticial de los relaves movilizados
M_{S-INIT}	:Masa de relaves sólidos almacenados
M_{S-MOB}	:Masa de relaves movilizados
M_W	:Masa de agua sobrenadante al instante de la rotura de la presa
n	:Porosidad de los relaves
r	:Radio menor ubicado en la base de la superficie
R	:Radio mayor ubicado en la parte superior de la superficie
S	:Grado de saturación de los relaves
S_{m-n}	:Desviación estándar de la serie de datos sin el valor máximo
S_n	:Desviación estándar de la serie de datos completa
S_u	:Resistencia al corte no drenado
T_c	:Tiempo de concentración
t_f	:Tiempo de formación de la brecha del modo de falla creíble
V_{IW}	:Volumen de agua intersticial de los relaves
V_{OUT}	:Volumen liberado resultante en la brecha
V_r	:Volumen total contenido en el depósito
V_s	:Volumen de sólidos de relaves
V_T	:Volumen total de relaves almacenados
V_{T-MOB}	:Volumen de relaves movilizados
V_{tra}	:Volumen total de relaves liberados al final de la rotura incluyendo valor asumido
V_{trc}	:Volumen total de relaves liberados al final de la rotura – método de cono de depresión

V_V	:Volumen de vacíos de relaves
V_W	:Volumen de agua sobrenadante al instante de la rotura de la presa
V_w	:Volumen almacenado por encima de la base de la brecha final
X_{max}	:Umbral de dato dudoso alto en unidades logarítmicas
X_{min}	:Umbral de dato dudoso bajo en unidades logarítmicas
x_{m-n}	:Promedio de la serie de datos sin el valor máximo
x_n	:Promedio de la serie de datos completa
Z	:Pendiente del lado de la brecha del modo de falla creíble
$\left(\frac{dh}{dt}\right)$:Tasa de variación de la altura de la brecha con respecto al tiempo
$\left(\frac{du}{dy}\right)$:Tasa de deformación
μ_b	:Viscosidad de Bingham
ρ_{BULK}	:Densidad aparente de los relaves
ρ_D	:Densidad seca promedio de relaves
ρ_S	:Densidad de sólidos de relaves
ρ_W	:Peso específico del agua
τ	:Esfuerzo de corte
τ_y	:Esfuerzo de cedencia

SIGLAS

AEP	:Annual Exceedance Probably
ALOS - PALSAR	:Advanced Land Observation Satellite - Phased Array L-band Synthetic Aperture Radar
ANA	:Autoridad Nacional del Agua
ASF	:Alaska Satellite Facility
CDA	:Canadian Dam Association
COPEGP	:Comité Peruano de Grandes Presas
CPT	:Cone Penetration Test
DEM	:Digital Elevation Model
EDF	:Environmental Design Flood
FEMA	:Federal Emergency Management Agency
FLAC	:Fast Lagrangian Analysis of Continua

GEV	:Generalized Extreme Values
HECHMS	:Hydrological Engineering Center – Hydrological Modeling System
HECRAS	:Hydrological Engineering Center – River Analysis System
ICMM	:International Council on Mining and Metals
ICOLD	:International Commission on Large Dams
IDF	:Inflow Design Flood
INEI	:Instituto Nacional de Estadística e Informática
KCB	:Klohn Crippen Berger
MAC	:Mining Association of Canada
MPM	:Material Points Method
OMM	:Organización Meteorológica Mundial
OMNR	:Ontario Ministry of Natural Resources
PAR	:Population at Risk
PLL	:Potential Loss of Life
PMF	:Probable Maximum Flood
PMP	:Precipitación Máxima Probable
SCS	:Soil Conservation Service
SENACE	:Servicio Nacional de Certificación Ambiental
SENHAMI	:Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
SERNAGEOMIN	:Servicio Nacional de Geología y Minería
SIG	:Sistema de Información Geográfica
TDBA	:Tailings Dam Breach Analysis
TSF	:Tailings Storage Facility
UNEP	:United Nations Environment Program
USACE	:United States Army Corps of Engineers
VOF	:Volumen de fluido

Capítulo I: Introducción

1.1 Generalidades

Las presas son estructuras que desempeñan un papel importante dentro de la infraestructura de una nación debido a que están involucradas en diferentes actividades como por ejemplo la irrigación, manejo de aguas, navegación, etc; sin embargo, también representa un riesgo a la propiedad y la vida debido a la probabilidad de falla y la posterior inundación catastrófica (Wahl, 2010).

Un caso especialmente importante son las llamadas “presas de relaves”. Estas presas tienen como objetivo el almacenamiento de los residuos producto de actividad minera que en la mayoría de los casos son dispuestos de manera suelta y con alto contenido de humedad. La ocurrencia de un evento extraordinario, como por ejemplo un sismo, podría alterar el equilibrio de estas estructuras generando el colapso y la liberación de estos materiales destruyendo y contaminando todo a su paso (International Commission on Large Dams [ICOLD], 2001).

En el año 2020, el Consejo Internacional de Minería y Metales (ICMM, por sus siglas en inglés), publicó el estándar global de gestión de relaves para la industria minera, donde se detallan seis temas, desarrollando el segundo tema la relevancia de los análisis de rotura de presas aplicando una metodología adecuada. El objetivo del estándar es brindar los lineamientos sobre la correcta gestión de relaves teniendo como premisa general el obtener cero daños en las personas, en el medio ambiente y tolerancia cero para fatalidades humanas (International Commission on Mining and Metals [ICMM], 2020).

Por otro lado, en el año 2021 la asociación canadiense de presas (CDA, por sus siglas en inglés), publicó el boletín técnico “Análisis de Rotura de presas de relaves” (TDBA, por sus siglas en inglés) con el objetivo de proveer a los profesionales de la seguridad de presas de relaves una guía para el desarrollo de este tipo de análisis. Las pautas para los estudios de rotura de presas están disponibles para aquellas instalaciones que almacenan agua, pero ninguna de estas guías detalla las consideraciones hidrodinámicas, geotécnicas y reológicas específicas para el flujo de salida de relaves (Canadian Dam Association [CDA], 2021).

Hoy en día, resulta necesario y esencial la realización de un análisis de rotura de presa ya que esto representa las bases de la elaboración de un plan de respuesta ante la ocurrencia de una catástrofe, como es la liberación de relaves al medio ambiente. Asimismo, esto ayudaría a proporcionar a las autoridades locales y servicios de emergencia la información suficiente para la planificación eficaz de la gestión ante la ocurrencia de este desastre (ICMM, 2020).

1.2 Descripción del problema de investigación

Las presas de relaves son estructuras que tienen como objetivo el almacenamiento de residuos producto de la actividad minera. La liberación de estos materiales representaría un impacto muy grave sobre la población, afectando los aspectos ambiental, social, económico y político (ICOLD, 2001).

Un ejemplo de rotura de presas de relave es el ocurrido recientemente en Minas Gerais - Brasil, el 25 de enero del 2019, cuando la presa de relaves B-I perteneciente a Vale S.A, sufrió un fallo repentino ocasionando un flujo de lodo que viajó rápidamente aguas abajo. El resultado fue que aproximadamente 9.7 millones de metros cúbicos de relaves (75% del volumen total) salieron de manera repentina recorriendo aguas abajo arrasando todo a su paso y dejando un saldo de más de 250 personas fallecidas. Asimismo, el flujo de relaves alcanzó y destruyó parte del distrito de Córrego do Feijão, propiedades rurales y vías de transporte (Robertson et al., 2019).

Es en ese sentido que entidades internacionales involucradas en el ámbito de la seguridad de presas se han visto en la obligación de emitir pautas, guías de gestión de relaves y estándares de calidad con el objetivo de evitar el suceso de estos eventos catastróficos y minimizar su posible impacto (como por ejemplo el estándar global del ICMM en el año 2020).

Dentro de estas pautas surge la elaboración de análisis de roturas de presas de relaves que determinarán su clasificación en base a los impactos aguas abajo. Asimismo, brindará la información necesaria para la preparación de los mapas de inundación y de un plan de respuesta de emergencias detallado (Martin et al., 2015).

Sin embargo, para el desarrollo de análisis rotura de presas de relaves los profesionales frecuentemente se basan en pautas o guías elaboradas para rotura de presas de agua que no toman en consideración los procesos geotécnicos, hidrodinámicos y reológicos de los relaves. Es en ese sentido que la CDA (Canadian Dam Association) elaboró una guía con la intención de proveer a los profesionales de seguridad de presas las pautas o lineamientos para llevar a cabo un análisis de rotura de presa de relaves (CDA, 2021).

En el contexto de nuestro país hasta el momento solo se ha elaborado un reglamento de seguridad de presas públicas de embalse de agua que tiene como objetivo el establecer disposiciones orientadas a clasificar las presas, implementar instrumentos técnicos para la operación y mantenimiento, evaluación de seguridad, así como plan de acción en emergencias (Autoridad Nacional del Agua [ANA], 2019). Se recurre para la elaboración del análisis de rotura de presa de relaves la revisión de información provista por artículos científicos internacionales que no se encuentran agrupados dentro de un marco metodológico, o en todo caso se basan en consideraciones asumidas sobre la base de la experiencia en el desarrollo de estas simulaciones (Huamán y Valdivia, 2016).

Por lo tanto, y teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente, resulta necesario evaluar si representa una ventaja comparativa la aplicación de la metodología del CDA para el análisis de rotura de presas de relaves con respecto a las prácticas actuales en el Perú.

1.3 Objetivos del estudio

1.3.1 Objetivo general

Evaluar la confiabilidad de la metodología propuesta por la CDA para el análisis de rotura de presas de relaves con respecto a otras metodologías aplicadas en el Perú.

1.3.2 Objetivos específicos

- Aplicar la metodología propuesta por la CDA para el análisis de rotura de presas de relaves.
- Determinar los modos de falla que resulte más apropiado para el análisis de rotura de presas de relaves.

- Determinar la huella de inundación producto de la rotura de presas de relaves, así como las principales zonas afectadas.

1.4 Hipótesis

1.4.1 Hipótesis general

La aplicación de la metodología propuesta por la CDA permite definir mayores áreas afectadas por la liberación de relaves debido a una rotura de presa con respecto a la aplicación de métodos convencionales debido al comportamiento de los flujos liberados en cada caso respectivamente.

1.4.2 Hipótesis específicas

- La aplicación de la metodología propuesta por la CDA es aplicable a la realidad peruana.
- El modo de falla más apropiado para el análisis de presas de relave es el desbordamiento.
- La aplicación de la metodología propuesta por la CDA permite estimar una huella de inundación producto de la rotura de la presa de relaves más amplia, así como los centros poblados afectados aguas abajo de las instalaciones.

1.5 Antecedentes investigativos

En el XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica realizado en el Perú, se presentó un análisis de rotura de presas de relaves filtrados o deshumedecidos con el objetivo de plantear una metodología que permita determinar, con buena aproximación, los parámetros de brecha de la rotura de presa de relaves y así estimar la huella de inundación que provocaría la salida de este material. El análisis se realizó utilizando el software FLAC3D que permite el modelamiento tridimensional de estructuras simulando su comportamiento en tres dimensiones. Primero, se realizaron simulaciones numéricas considerando que el modo de falla sería producto de la acción sísmica para determinar la ubicación de la zona donde se registren desplazamientos mayores a 1m. Luego, se realizó el modelamiento hidráulico tomando en cuenta el modelo reológico de Voellmy, siendo este el que mejor se acomoda a la concepción física del problema para determinar la huella de inundación. Se obtuvieron tirantes de hasta 7.4 m y un alcance horizontal de 0.6 km, valores que se consideran consistentes de acuerdo con las características del material (Quisca, 2016).

En el año 2016, se realizó una evaluación de riesgos de la rotura de presas de relaves por desbordamiento. La presa que se estudió fue la presa de relaves Heshangyu, ubicada en la mina de hierro Shouyun, China. El objetivo del estudio fue establecer un árbol de fallas de presas por desbordamiento a través de la identificación y análisis de los riesgos en presas de relaves. Luego, se buscó calcular la probabilidad de rotura de presas por desbordamiento basado en redes Bayesianas y finalmente, pronosticar el rango de influencia del flujo de relaves debido a una rotura de presas. Primero, se estableció el árbol de fallas; luego, a partir del cálculo de la probabilidad del evento principal se pudo calcular la probabilidad de los eventos básicos que tienen un gran impacto en la ocurrencia de dicho evento, el cual es la rotura de presa por desbordamiento. Luego de establecer ello, se realizó la simulación numérica del proceso de evolución de flujo de relaves. Para ello, se utilizó el software CFD ICEM y el método volumen del fluido (VOF) para predecir el impacto del flujo debido a la rotura de presas en flujos con interfaces libres (gas – líquido). Como resultado, la simulación numérica duró aproximadamente 650 segundos; en los primeros 150 segundos alcanzó una distancia horizontal de 2000 m y un tirante de 4.5 m; posteriormente, el movimiento horizontal era casi imperceptible y los relaves empezaban a descender hasta que alcanzaron la altura de 3 m (Xin Zheng et al., 2016).

En el año 2017, Llano – Serna realizó un análisis de salida de relaves utilizando el método de puntos materiales (MPM), el cual ha sido aplicado últimamente en la solución de problemas de deslizamiento de tierra, con el objetivo de simular la salida de relaves en la falla de la presa Mount Polley (Columbia Británica, Canadá). Además, se buscó evaluar la influencia de la cantidad de volumen liberado con la resistencia al corte no drenado (S_u). Este estudio siguió el enfoque de análisis de roturas de presas propuesto por el CDA en el año 2014. Se analizaron tres longitudes de almacenamiento de relaves: de 500 m, 1000 m y 1500 m; y tres valores de S_u : 5 kPa, 10 kPa y 15 kPa. Dentro del análisis, la cantidad de volumen de relaves fue medido de acuerdo con la longitud de almacenamiento de relaves. En los resultados, se observaron que en todos los casos tienen la misma tipología, replicando las características observadas en la falla de la presa de Mount Polley, pero diferencias en la distancia horizontal alcanzada, la velocidad y el ángulo final de deposición de relaves. Las velocidades

de flujo fueron mayores para volúmenes pequeños y disminuyeron con el aumento del valor de S_u . La distancia horizontal de salida de relaves está relacionada de manera casi lineal con el valor de S_u , es decir, a menor valor, la distancia fue mayor. En el análisis de rotura de Mount Polley, Hazeltine Creek se encontraba a unos 400 m aguas abajo, y en la simulación la máxima longitud alcanzada fue de 400 m con un valor de $S_u = 5$ kPa, lo que sugiere que el valor de S_u de los relaves al momento de la rotura probablemente fue inferior a 5kPa (Llanos – Serna et al., 2017).

Asimismo, en el año 2019, se realizó un análisis de rotura del depósito de relaves en Pulpa, ubicado en el distrito de Chocó - Colombia con el objetivo de generar mapas de peligro por la simulación de inundación de relaves. El análisis de inundación se realizó con el software FLO-2D, que cuenta con la capacidad de modelar este tipo de flujos de manera más práctica y sencilla. Se realizó el análisis de dos escenarios correspondientes a modos de falla producto de la acción sísmica y por desbordamiento, utilizando en ambos casos el modelo reológico cuadrático de O'Brien y Julien. Como resultados, se obtuvo que en ambos casos la huella de inundación alcanza una distancia de 4.8 km aguas abajo, obteniendo tirantes de 1.7 m para el escenario con modo de falla producto de un movimiento sísmico y de 2 m para el escenario con modo de falla por desbordamiento (Castillo Vargas & Castillo Vargas, 2019).

En el año 2019, en Canadá, se realizó un modelamiento de la rotura de presas de relaves, pero para instalaciones que se encuentran en fase de cierre y en post - cierre (inactivas). Para este tipo de presas de relaves, el tipo de flujo por falla de talud asociado con la licuación de relaves contractivos saturados sueltos enfocaría mejor este caso, lo que implicaría la movilización de los sólidos de los relaves sin ninguna liberación del agua, a parte del agua intersticial arrastrada. Se analizaron dos casos de estudios de rotura de presas con el software MADflow, una instalación de almacenamiento de relaves cerrada y otra inactiva. En el caso de estudio 1, se hizo un análisis de estabilidad de taludes con el objetivo de determinar la superficie de falla. Posteriormente, se realizó el análisis de salida de relaves con un modelo reológico friccional y con valores de relaciones de resistencia al corte no drenado pico y residual de 0.32 y 0.08 respectivamente. En este caso, el flujo de relaves obtuvo un alcance horizontal de 250m. En el caso 2,

se realizó un análisis de sensibilidad para determinar la influencia de las relaciones de resistencia a la corte residual no drenada en la salida de relaves en este tipo de instalaciones. Asimismo, se consideró un modelo reológico friccional obteniendo resultados de hasta 2 km de extensión del flujo de relaves para relaciones de resistencia al corte no drenado de 0.05 y desplomes cerca al pie del talud para relaciones de resistencia al corte no drenado de 0.2 (Chen et al., 2019).

Capítulo II: Marco teórico y conceptual

En el presente capítulo se desarrolla los principales conceptos que deben tomarse en cuenta para el análisis de rotura de presas de relaves. Asimismo, se describe la metodología que propone la asociación canadiense de presas, o Canadian Dam Association en inglés (CDA) en su boletín técnico publicado en el año 2021 para la realización de análisis de roturas de presa de relaves. Finalmente, se describe las consideraciones tomadas en cuenta por metodologías convencionales para la realización del análisis de rotura de presas de relaves.

2.1 Residuos producto de actividades mineras (relaves)

Los relaves son un subproducto común del proceso de recuperación de los metales y los minerales. Esto nace cuando el mineral se tritura y se muele finalmente en el proceso de molienda. Generalmente, es un lodo líquido compuesto por agua y partículas finas de metal y minerales (ICMM, 2020).

2.1.1 Tecnologías de deshidratación de relaves

El proceso de deshidratación es un proceso continuo donde el comportamiento de relaves cambia de fluido (lodo) a pasta, y finalmente a suelo a medida que se reduce el porcentaje de agua. Las propiedades geotécnicas de los relaves son una consideración importante en la selección de tecnología de deshidratación aplicable (KCB, 2017). La Tabla N°1 presenta de manera resumida las tecnologías del proceso de deshidratación de relaves.

Tabla N°1: Resumen de tecnologías de proceso de deshidratación de relaves

Estado de deshidratación	Rango de esfuerzo de cedencia (Pa)	Típico contenido de sólidos en la disposición (en peso)	Equipos de proceso	Método de transporte
Sin espesar	Menor a 10	20% a 40%	Ninguno – producto de la planta de procesamiento sin ningún esfuerzo adicional de deshidratación	Líneas de tuberías, generalmente usando bombas centrífugas
Espesado	Menor a 30	40% a 60%	Espesadores convencionales y floculantes	Líneas de tuberías, generalmente usando bombas centrífugas
Espesado de alta densidad	Menor a 200 (entre 100 y 300)	60% a 70%	Espesadores de alta densidad y floculantes	Líneas de tuberías, generalmente utilizando bombas centrífugas o bombas de desplazamiento positivo
Pasta	Mayor a 200 (entre 100 y 300)	70% a 75%	Cono profundo espesador o una combinación de espesamiento y filtrado	Líneas de tuberías, generalmente utilizando bombas de desplazamiento positivo
Filtrado	No aplica	Mayor a 75%	Filtros de vacío o presión	Camiones o transportadores

Fuente: KCB, 2017

2.2 Presas de relaves

Las presas de relaves son estructuras de contención construidas con el objetivo de retener los productos de las actividades mineras (relaves). Generalmente, también tienen el propósito de almacenar agua sobrenadante, que a su vez se recicla en la planta de procesamiento, o a veces sirve como supresor de polvo o como agente de estabilidad geoquímica (CDA, 2021).

2.2.1 Métodos constructivos de presas de relaves

En general, el recrecimiento de la presa de relaves puede llevarse a cabo usando los métodos de construcción aguas arriba, aguas abajo o línea central. El método de construcción aguas arriba consiste en una presa inicial construida con material de préstamo compactado sobre el cual se inicia con la depositación de relaves. Cuando el depósito se encuentre próximo a llenar su capacidad, se procede a la construcción de la siguiente fase en dirección hacia aguas arriba donde

comenzará una nueva fase de descarga de relaves. Se continua el proceso hasta llegar al nivel de cresta deseado (SERNAGEOMIN, 2007). La Figura N°1 muestra el método de construcción aguas arriba.

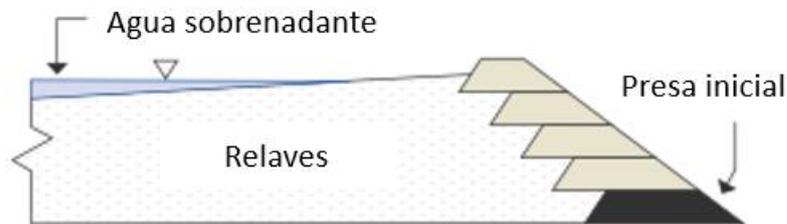


Figura N°1: Método de construcción aguas arriba

Fuente: CDA, 2021

El método de construcción aguas abajo también se inicia con la construcción de una presa inicial con material de préstamo compactado. Posteriormente, cuando el depósito se encuentre próximo a llenar su capacidad, se procede con la construcción de la siguiente fase en dirección hacia aguas abajo donde comenzará la nueva fase de disposición de relaves (SERNAGEOMIN, 2007). La Figura N°2 muestra el método de construcción aguas abajo.

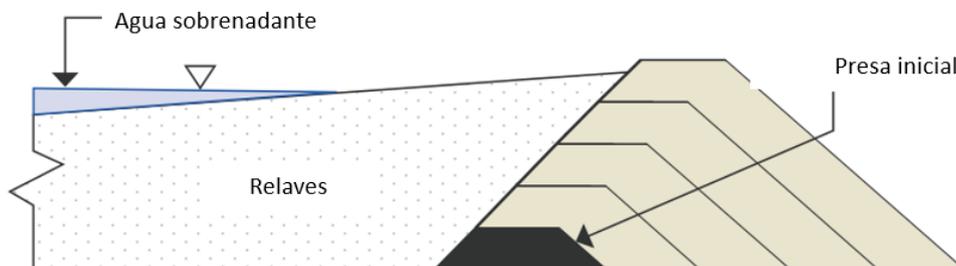


Figura N°2: Método de construcción aguas abajo

Fuente: CDA, 2021

Finalmente, el método de línea central se inicia también con una presa inicial construida con material de préstamo compactado como en los métodos anteriores. Una vez que se llegue a la capacidad máxima de la presa, se procede con la construcción de la siguiente fase siguiendo el mismo plano vertical de la presa inicial donde posteriormente se procederá con la disposición de relaves

(SERNAGEOMIN, 2007). La Figura N°3 muestra el método de construcción línea central.

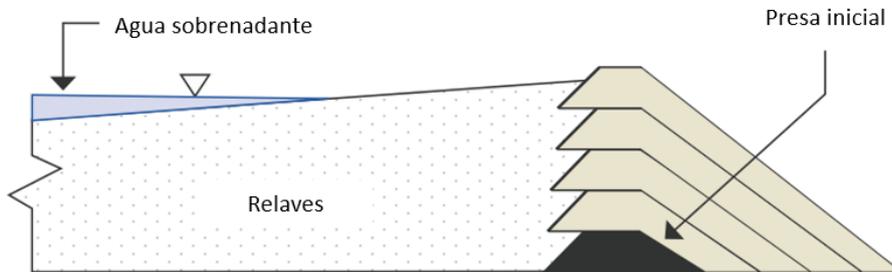


Figura N°3: Método de construcción línea central

Fuente: CDA, 2021

2.3 Registro de incidentes de presas de relaves

La USCOLD en el año 1994 realizó una recopilación de 185 incidentes de presa de relaves que consistían entre fallas, accidentes, filtraciones y ejemplos de comportamientos que no cumplían con los criterios de diseño. El Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (UNEP por sus siglas en inglés) y la ICOLD identificaron nuevos casos de incidentes de presas, incrementado el número a 211 incidentes registrados. Como resultado, se observa que la mayor causa de incidentes en presa de relaves es la estabilidad del talud seguido por el desbordamiento (ICOLD, 2001). La Figura N°4 muestra de manera resumida las principales las causas de los incidentes en presas de relaves.

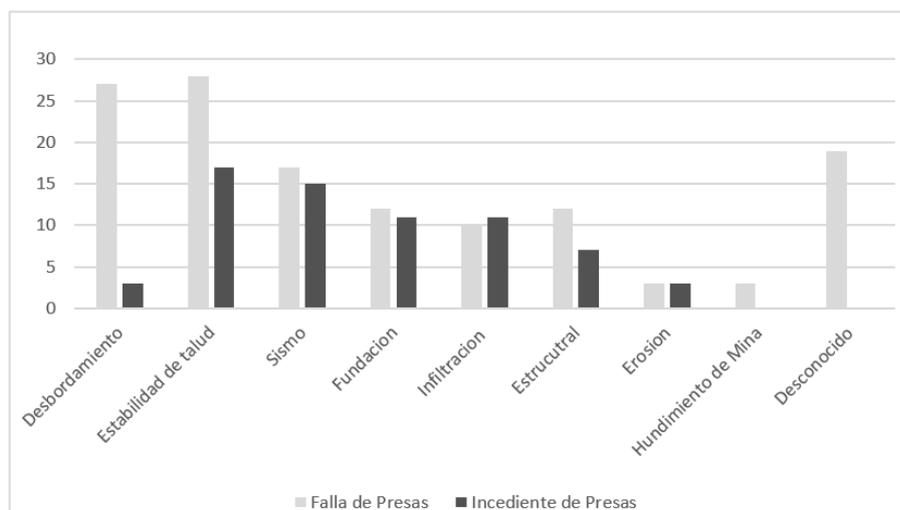


Figura N°4: Causas de los incidentes en presas de relaves

Fuente: ICOLD, 2001

A continuación, se definirán las principales causas de los incidentes en presa de relaves presentados por la ICOLD:

- **Desbordamiento:** La falla por desbordamiento ocurre cuando el volumen del fluido almacenado en el depósito excede la capacidad de este, generando un rebose a través de la cresta, erosionando la superficie y cuerpo de la presa dando lugar a la falla. Una de las principales causas de la excedencia del fluido almacenado en el depósito es la ocurrencia de un evento de precipitación anormal, superior al evento de diseño (Castillo Vargas & Castillo Vargas, 2019).
- **Estabilidad de talud:** La falla por estabilidad de talud ocurre cuando los esfuerzos de corte en una superficie que delimite un bloque de suelo exceden la resistencia la corte propia del material. Esto se debe generalmente a la elevación del nivel freático o al desarrollo de presiones de poro durante trabajos de recrecimiento que se dan a un ritmo acelerado, lo suficiente que no permite su disipación (De La Cruz Fernández, 2017).
- **Sismo:** Este tipo de falla ocurre cuando un sismo genera una carga cíclica que tiene acción en el cuerpo de la presa de relaves, lo que podría generar daños debido a la inercia de la fuerza aplicada o una degradación de los parámetros de resistencia y/o rigidez de los materiales del cuerpo de la presa (De La Cruz Fernández, 2017).
- **Fundación:** Generalmente una falla en la fundación se da debido a que se descubre algún defecto geológico y/o geotécnico no detectado al momento de su diseño o durante su construcción, fenómenos inesperados o envejecimiento de los materiales que lo constituyen (Durán Ruiz & Osuna Manaure, 2020).
- **Infiltración:** Las fallas por infiltración surgen debido a que una corriente de agua ejerce una fuerza de arrastre de partículas a través del cuerpo de la presa hacia el exterior, creando oquedades lo suficientemente grandes para que ocurra falla del depósito (Castillo Vargas & Castillo Vargas, 2019).
- **Estructural:** La mayor cantidad de fallas estructurales se debe a las fallas en los sistemas de decantación del agua sobrenadante del depósito. Es muy frecuente la falla de los conductos que comunican la base del sistema de decantación hacia el exterior, generando filtraciones de agua y el posterior humedecimiento y elevación del nivel freático, o la generación de una nueva vía de escape de los residuos mineros de poca consistencia (Oldecop & Rodríguez, 2007).

- Erosión: Fallas asociadas a las crecidas de un curso de agua vecino, el agua descargada por el vertedero, un canal que discurre paralelo al pie del talud o el almacenamiento de agua contra el pie del talud. Estos casos pueden producir erosión hasta que se remueva el material de la presa, generando la rotura y liberación de materiales almacenados (Oldecop & Rodríguez, 2007).
- Hundimiento de Mina: Falla asociada a la actividad minera subterránea que en cierto momento pueden llegar a afectar el depósito debido a condiciones de proximidad y/o geológicas (Oldecop & Rodríguez, 2007).

2.4 Análisis de rotura de presas de relaves (dam break analysis)

El análisis de rotura de presas, o dam break analysis en inglés, es un estudio que se realiza con el fin de caracterizar e identificar los posibles modos de falla que puede presentar la presa, así como también, los impactos que tendría la ola de inundación generada por la rotura en las inmediaciones de la instalación y a lo largo de su extensión aguas abajo. La identificación y caracterización del impacto es la que determina la clasificación de la presa y también establece los principales lineamientos para su operación, mantenimiento y respuesta ante una emergencia (Kulkarni et al., 2016).

El estándar global de gestión de relaves para la industria minera establece que el desarrollo de un análisis de rotura de presas se debe realizar utilizando una metodología que considere el modo de falla, las condiciones en la que se encuentra la presa y las características de los relaves. Los resultados de este análisis deben estar documentados y a la vez deben estimar el área física de impacto ante una falla potencial (ICMM, 2020).

2.5 Metodología propuesta por la CDA

El año 2021 la CDA publicó un boletín técnico con el objetivo de proporcionar a los profesionales en seguridad de presas una guía para realizar análisis de roturas de presas de relaves. El boletín describe un procedimiento de once (11) pasos para el análisis detallado de rotura de presas de relaves como muestra la Figura N°5 (CDA, 2021). A continuación se detallan cada uno de los pasos de esta metodología.

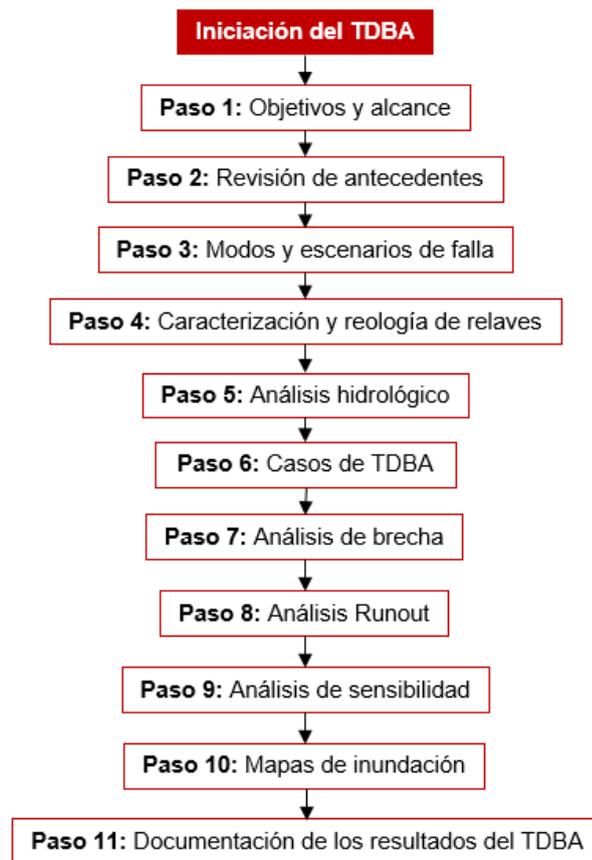


Figura N°5: Diagrama de flujo para el análisis de rotura de presa de relaves
Fuente: CDA, 2021

2.5.1 Objetivos y alcances

- Evaluación de los riesgos potenciales y consecuencias para las poblaciones aguas abajo, medio ambiente, valores culturales e infraestructura debido a una rotura de presa.
- Soporte a la preparación ante emergencias y planes de respuesta.
- Soporte a estudios de impacto ambiental para propuesta, operación o cierre del TSF (instalaciones de depósitos de relaves, por sus siglas en inglés).
- Soporte para la planificación de la mitigación de fallas.
- Pautas para el planeamiento del cierre y recuperación.
- Pautas para la selección del manejo y la tecnología de relaves.
- Identificar las potenciales pérdidas para el propietario de la presa.
- Soporte para estudios de selección de sitio y optimización de diseños para nuevos TSF's.

2.5.2 Revisión de la información general

- Identificación de los receptores aguas abajo, incluyendo población e infraestructura en riesgo, medio ambiente y valores culturales.
- El diseño del TSF y otras instalaciones relevantes, incluyendo los planos y secciones transversales pertinentes.
- Estimación de volúmenes almacenados de relaves y agua en el TSF, así como las proyecciones de volúmenes de relaves y agua en varias operaciones o etapas de planificación.
- Información hidrológica para el TSF, redes de drenaje aguas arriba y aguas abajo.
- Características geotécnicas de los relaves, incluyendo sus características reológicas y susceptibilidad a la licuación.
- Topografía y batimetría (donde se requiera) para el TSF y aguas debajo de la presa.
- Imágenes georreferenciadas, datos vectoriales mapas base (carreteras, hidrografía, cuadrículas), cobertura terrestre para el sitio del proyecto y las áreas río abajo.

2.5.3 Modos de falla y escenarios

2.5.3.1 Modos de falla

- El modo de falla por desbordamiento: Situación donde el agua empieza a fluir por encima de la cresta de la presa bajo una condición no prevista en el diseño.
- El modo de falla por colapso: Situación de inadecuada resistencia interna ante la aplicación de fuerzas externas.
- El modo de falla por infiltración contaminada: Situación propia de la presa de relaves donde la geoquímica del embalse se presenta en los receptores aguas abajo como resultado de la filtración.

Los tres modos de falla representan un desempeño inadecuado con respecto las intenciones de diseño; sin embargo, los modos de falla de desbordamiento y colapso son los que pueden conducir a la liberación de los materiales almacenados a través de un proceso de rotura física de la presa, mientras que la infiltración contaminada no conduce a ello (CDA, 2021).

Por otro lado, se menciona que el modo de falla generador de la rotura de la presa de relaves es el resultado de la combinación de un evento desencadenante (como por ejemplo un evento sísmico o de inundación, daños estructurales o debilidad en los cimientos de la presa), un mecanismo de falla y en última instancia la rotura de la presa. Los mecanismos de falla predominantes que conducen a los modos de falla por colapso y desbordamiento se mencionan a continuación:

Por colapso:

- Inestabilidad de la fundación.
- Inestabilidad producto de la licuefacción debido a un terremoto u otro mecanismo detonante.
- Erosión superficial.
- Tubificación y erosión interna.

Por desbordamiento:

- Insuficiente borde libre.
- Insuficiente capacidad del vertedero.
- Falla o bloqueo del vertedero por escombros o hielo.
- Asentamiento de la cresta durante condiciones de operación normal debido a la inestabilidad global, evento sísmico, deficiencias en la construcción o por una fundación compresible.

2.5.3.2 Escenarios de falla

Se define a un escenario de falla como el resultado de la interpretación en conjunto de las condiciones hidrológicas iniciales y de los modos de falla identificados para la presa de relaves, respectivamente (CDA, 2021). A continuación se desarrollan las dos condiciones hidrológicas:

- Fallas en día soleado: son eventos de falla de la presa repentinos que ocurren en operaciones normales y pueden ser originados por un evento sísmico, mala operación en la presa u otro evento.
- Fallas en día lluvioso o inducido por inundaciones: son eventos de falla de la presa que ocurren en coincidencia con una inundación de mayor magnitud a la que la presa puede desempeñarse con seguridad.

2.5.4 Caracterización de los relaves y reología

La información correspondiente a las características físicas y reológicas de los relaves puede ser obtenida a partir de ensayos de laboratorio, investigaciones geotécnicas en campo, información analógica empírica, informes de diseño del TSF o de la información al momento de la construcción y operación. Se recomienda usar los siguientes modelos reológicos para el modelamiento del flujo de relaves: Fluido de ley de potencia, fluido plástico de Bingham, fluido Herschel – Bulkley, fluido de Casson, fluidos tixotrópicos y fluidos reopéticos (CDA, 2021).

Asimismo, y siguiendo la línea de la caracterización de relaves, la susceptibilidad a la licuación es un aspecto importante al momento de realizar un TDBA, ya que será necesaria para el entendimiento su comportamiento al momento de la rotura. Se menciona que los relaves colocados hidráulicamente son generalmente contractivos (esfuerzo debilitante) y con vulnerabilidad a la licuación de flujo, a menos que la densidad aumente por procesos de desecación o mecanismos de compactación. Por lo tanto, a menos que se demuestre lo contrario, se debe suponer que los relaves saturados son contractivos y licuables (CDA, 2021).

2.5.5 Análisis hidrológico

2.5.5.1 Condiciones iniciales del embalse

- Elevación correspondiente al volumen máximo del estanque de agua sobrenadante en operación normal: Para los TSF's que funcionan normalmente con un estanque de agua sobrenadante y mantienen un almacenamiento adecuado para condiciones de inundación y borde libre, resulta adecuado seleccionar el límite superior del rango operativo para la etapa de vida del depósito.
- Elevación correspondiente a la cresta del vertedero de descarga: para los TSF's que funcionan con un vertedero de descarga en sus instalaciones, resulta apropiado seleccionar la elevación de la cresta del vertedero como el nivel del agua sobrenadante, particularmente si las prácticas operativas indican que se ha producido descargas en el pasado.
- Elevación correspondiente a la parte superior de la presa: para TSF's sin vertedero, la elevación del agua sobrenadante puede ser seleccionada como la parte superior de la presa y representaría el máximo volumen de agua que se pudiera almacenar. Sin embargo, esta consideración solo sería aceptable si

en el pasado se han registrado niveles de agua cercanos a la parte superior de la cresta.

Para escenarios de día soleado, se puede considerar a la elevación normal máxima del agua sobrenadante como límite superior y para los escenarios de día lluvioso como el límite inicial. Asimismo, resulta importante definir la duración de la IDF debido a que tiene un gran impacto en la estimación del volumen de entrada por tormenta y consecuentemente en la estimación del volumen del flujo liberado en la rotura (CDA, 2021).

2.5.5.2 Condiciones hidrológicas iniciales en las redes de drenaje aguas arriba

Para escenarios de día soleado, la esorrentía proveniente de la red de drenaje aguas arriba no es incluida debido a que se considera que las estructuras de captación y desvío se encuentran operativas. Por otro lado, para escenarios de día lluvioso, la esorrentía proveniente de la red de drenaje aguas arriba será considerada como un volumen adicional, ya que las estructuras de desvío son diseñadas para periodos de retorno más pequeños comparados con los periodos de retorno de diseño del TSF (periodo de retorno de 200 años para las estructuras de desvío comparados con la PMP para el diseño del TSF) (CDA, 2021).

Asimismo, se puede considerar que la rotura de la presa de relaves en escenarios de día lluvioso coincide con el pico del hidrograma de entrada, o en un punto antes que comience el desbordamiento de la presa. Sin embargo, para presas que cuenten un borde libre adecuado y sin aliviadero de emergencia, se puede suponer que la presa fallaría debido a algún mecanismo de falla diferente a los que implica el desbordamiento. Por otro lado, para instalaciones que cuenten con un vertedero diseñado para el paso seguro de la IDF, el desbordamiento puede ocurrir si existe la posibilidad de que el vertedero se vea bloqueado (CDA, 2021).

2.5.5.3 Condiciones hidrológicas iniciales en las redes de drenaje aguas abajo

Para escenarios de día soleado, se puede suponer que los caudales aguas abajo son equivalentes al caudal medio anual. En esa línea, los flujos están dentro de los canales de corriente definidos por la red de drenaje aguas abajo y cualquier inundación causada por la rotura de presa se considera incremental. FEMA (2013)

menciona que una inundación con periodo de retorno de 2 años se considera como un flujo dentro del canal del río (CDA, 2021).

Para escenarios de día lluvioso, la principal consideración es que la tormenta causante de la inundación se concentre sobre el área de drenaje del TSF. El evento de inundación previo a la rotura en la red de drenaje inmediatamente aguas debajo de la TSF debe ser el mismo evento de inundación que se asumió para la brecha y luego se proratea con la distancia respecto al TSF. Es poco probable que ocurra la misma precipitación en todas las cuencas a la vez (la precipitación máxima probable no ocurrirá en toda la extensión río abajo al mismo tiempo) o todo caso, se debe realizar un análisis de flujo coincidente para los cursos aguas abajo para establecer los niveles de inundación, siempre y cuando se dispongan de datos apropiados (CDA, 2021).

Es importante mencionar que las consecuencias de la rotura de presas de relaves son evaluadas en términos de impactos incrementales, es decir, impactos generados propiamente por el flujo producto de la falla de la presa. Las olas de inundación producto de la rotura de presa por lo general dan como resultados mayores tirantes y velocidades dentro del área inundada con respecto a una inundación natural sin el flujo de una rotura de presa (CDA, 2021).

2.5.6 Definición del caso TDBA

Existen dos componentes que determinan el comportamiento físico del flujo liberado y serán utilizados para la definición de los casos de TDBA (CDA, 2021):

- El volumen del agua sobrenadante en la superficie del TSF que puede ser liberado durante el proceso de rotura.
- El volumen de relaves debido por la licuación de flujo.

En el Caso 1A se espera que el flujo de salida este compuesto por el agua sobrenadante, los relaves erosionados y movilizados por el flujo de salida del agua sobrenadante y los relaves licuados. Registros históricos señalan que el talud posterior después de ocurrido el proceso de falla puede oscilar entre 2° a 5° (CDA, 2021). La Figura N°6 muestra un Caso 1A de falla de presa de relaves.



Figura N°6: Falla de la presa de relaves Merriespruit en Sudáfrica 1994

Fuente: CDA, 2021

En el Caso 1B se espera que el flujo de salida este compuesta por el agua sobrenadante y relaves erosionados. El volumen liberado en este caso sería considerablemente menor con respecto al caso 1A (considerando todos los otros factores iguales) ya que no ocurriría una licuación de flujo como tal de los relaves (CDA, 2021). La Figura N° 7 muestra un Caso 1B de falla de presa de relaves.



Figura N°7: Falla de la presa de relaves Mount Polley en Canadá 2014

Fuente: CDA, 2021

En el Caso 2A si bien es cierto no está la presencia del agua sobrenadante, los relaves que se encuentran dentro del TSF pueden sufrir una licuación de flujo causada por algún mecanismo detonante. Asimismo, el flujo podría ser similar a un flujo de lodo, un deslizamiento de flujo o flujo de relaves (CDA, 2021). La Figura N°8 muestra un Caso 2A de falla de presa de relaves.



Figura N°8: Falla de la presa de relaves Feijão en Brasil 2019

Fuente: CDA, 2021

Finalmente, para el Caso 2B, el proceso de rotura se da a pesar de la inexistencia de agua sobrenadante en la superficie del depósito de relaves y además no existe la posibilidad de un proceso de licuación de flujo (CDA, 2021). La Figura N°9 muestra un Caso 2B de falla de presa de relaves.

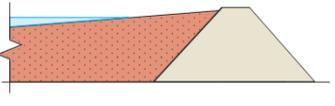
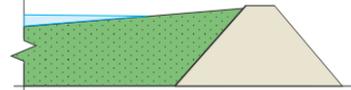
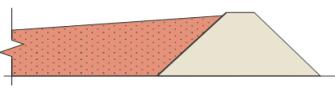
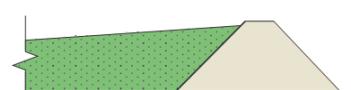


Figura N°9: Falla de la mina Clinton Creek en Canadá 1985

Fuente: CDA, 2021

La Tabla N°2 resume los conceptos fundamentales correspondientes a cada tipo caso de rotura de presas de relaves desarrollados anteriormente.

Tabla N°2: Tipos de casos de análisis de rotura de presa de relaves

Agua sobrenadante presente o posible liberación del agua sobrenadante durante la rotura	Predisposición para la salida de relaves como un resultado de licuación de flujo	
	Sí	No
Sí	<p>Caso 1A – Relaves licuables con agua sobrenadante</p> <p>Rotura de presa con flujo de fluidos, relaves erosionados y relaves fluidos licuados.</p> 	<p>Caso 1B – Relaves no licuables con agua sobrenadante</p> <p>Rotura de presa con flujo de fluidos y relaves erosionados, y hundimiento de relaves debido al proceso que genera los relaves sin soporte.</p> 
No	<p>Caso 2A – Relaves no licuables con agua sobrenadante</p> <p>Rotura de presa únicamente con relaves fluidos licuados.</p> 	<p>Caso 2B – Relaves no licuables sin agua sobrenadante</p> <p>Falla por hundimiento, o deslizamiento de flujo resultante de una falla de talud.</p> 

Fuente: CDA, 2021

Es importante mencionar que el caso de rotura de presa no se clasifica de manera automática como caso 1A o 1B por el simple hecho de que exista agua sobrenadante dentro del TSF. Si se puede demostrar que el agua que se encuentra en la superficie del depósito de relaves no se liberará cuando se produzca el proceso de rotura de presa, entonces se podría clasificar como caso 2A o 2B (CDA, 2021).

2.5.6.1 Tipos de flujos liberados en la rotura

Se adoptó la clasificación de flujos propuesta por O'Brein (1986) tal como lo presenta la Tabla N°3 y la Figura N°10. Es importante mencionar que la conversión de concentración de sólidos por volumen (C_v) a concentración de sólidos por peso (C_w) se realizó utilizando una gravedad específica de sedimentos de 2,65 (CDA, 2021).

Tabla N°3: Tipos de flujo según el contenido de sólidos

Caso TDBA	Tipo de flujo	Concentración de sólidos		Características de flujo
		Por volumen C _v (%)	Por peso C _w (%)	
Caso 1A, 1B	Inundación de agua	<20	<41	Inundación de agua con carga convencional suspendida y carga de fondo.
	Inundación de lodo	20 – 30	41 – 54	Acción ondulatoria distinta; superficie fluida; todas las partículas descansan en el fondo en condiciones de fluido inactivo.
		30 – 35	54 – 59	El agua está separada en la superficie; las olas viajan fácilmente; la mayoría de las partículas del tamaño de arena y grava se asentaron y se movieron como carga de fondo.
		35 – 40	59 – 65	Asentamiento marcado de gravas y partículas del tamaño de cantos rodados, extendiéndose casi por completo en la superficie horizontal; aparece una superficie líquida con dos fases fluidas; las ondas viajan en la superficie.
Caso 1A, Caso 2A ⁽¹⁾		40 – 45	65 – 69	Flujos mezclados fácilmente; muestran propiedades fluidas en deformación; se extiende sobre una superficie horizontal, pero mantiene una superficie líquida inclinada; aparecen ondas, pero se disipan rápidamente.
Caso 2A ⁽¹⁾	Flujo de lodo / deslizamiento de flujo	45 – 48	69 – 72	Flujo de relaves licuados saturados en o por encima del límite líquido formando una lechada; puede mostrar propiedades de fluidos.
		48 – 55	72 – 76	Flujo de relaves licuados saturados; pueden mostrar propiedades de fluidos.
Caso 2B ⁽²⁾	Hundimiento / Deslizamiento de flujo / Flujo de escombros	55 – 65	76 – 83	Varias formas de movimiento del flujo de salida de relaves no licuados, parcialmente saturados, no muestran propiedades de fluido.
		65 – 80	83 – 91	Varias formas de movimiento del flujo de salida de relaves no licuados, húmedos o parcialmente saturados y no muestran propiedades de fluido.

Fuente: CDA, 2021

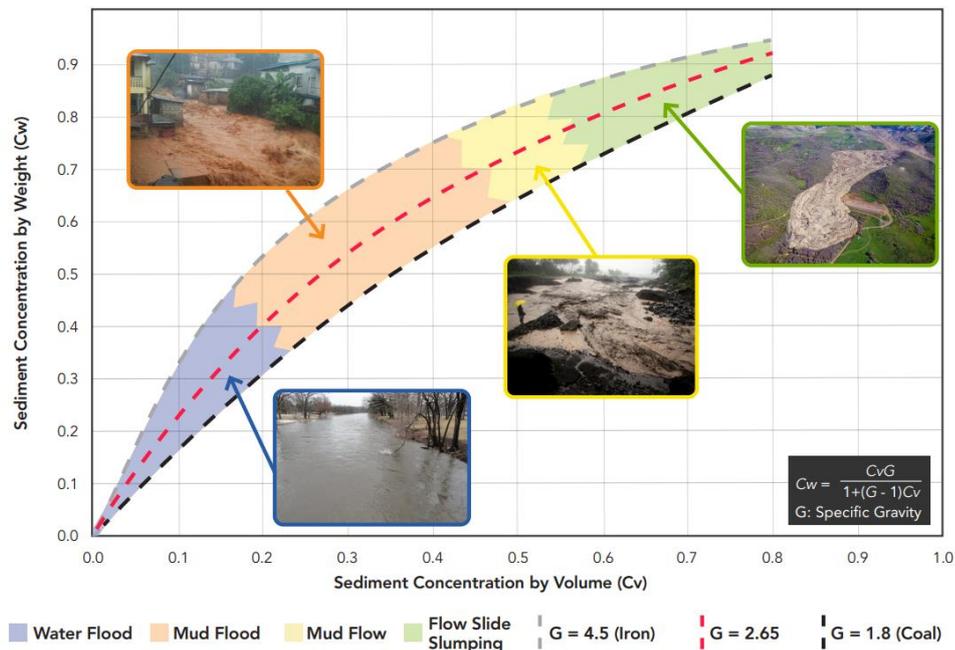


Figura N°10: Tipos de flujo como una función de la concentración de sólidos
Fuente: CDA, 2021

En base a la Tabla N°3 y la Figura N°10, las concentraciones de sólido más bajas están relacionadas con inundaciones de agua natural y de lodo, que generalmente se mueven más rápido que los flujos de lodo, los deslizamientos de flujo o flujo de escombros. En ese sentido, las ondas de inundación se propagarán de una manera más rápida en estos flujos. La concentración de sólidos es aproximadamente hasta un 70% en peso (45% en volumen) en inundaciones de lodo. Las concentraciones de sólidos más altas darían como resultado un flujo de lodo, deslizamiento de flujo o en todo caso flujo de escombros para concentraciones de sólidos mayores a 75% en peso (55% en volumen) (CDA, 2021).

2.5.6.2 Volúmenes que forman parte del flujo liberado en la rotura

La estimación del volumen total del flujo de salida puede comprender una o más de lo siguiente, dependiendo del tipo de caso de TDBA y el entendimiento del proceso de rotura.

- **Agua sobrenadante (Caso 1A y 1B):** En casos donde el agua sobrenadante se encuentre cerca de la ubicación de la brecha y el fondo del agua sobrenadante se encuentre por encima del fondo de la elevación del fondo de la brecha, el

volumen total de agua sobrenadante será incluido en el volumen de salida. En caso donde el fondo del agua sobrenadante se encuentre debajo del fondo de la elevación de la brecha, solamente el volumen que se encuentre por encima del fondo de la brecha será incluido en el volumen de salida.

- Relaves erosionados (Caso 1A y 1B): La descarga del agua sobrenadante en el evento de rotura movilizaría los relaves por medio de la erosión. El volumen de relaves erosionados podría ser estimado en base a las inundaciones de agua natural que erosionan y transportan sedimentos. En general, las concentraciones de sedimentos/sólidos en las inundaciones de agua tienen como límite superior el 20 al 30% en volumen, lo que sería un 40 – 50% en peso.
- Relaves licuados (Caso 1A y 2A): este volumen dependería de algunos factores incluyendo el volumen y ubicación de relaves licuables, características de los relaves, mecanismo y tamaño de la brecha, topografía y etc. La superficie de falla de licuación y el volumen total de los relaves licuado que se movilizarían pueden determinarse a partir de un análisis de licuación y el análisis cinético de descarga de relaves en caso de que la información requerida esté disponible. Asimismo, este volumen podría estimarse de manera simplificada usando el método de cono de depresión modificado en caso de que no se cuenta con la información anteriormente descrita. A continuación, la Figura N°18 muestra el método del cono de depresión.
- Relaves no licuados (Caso 1B y 2B): este volumen sería de los relaves hundidos o deslizamiento de flujo debido a fallas regresivas u otras fallas de relaves no licuables. El volumen de salida puede ser calculado de un análisis cinético de descarga. De manera alternativa, puede estimarse usando el método de cono de depresión modificado (ver Figura N°18) como un enfoque simplificado si no se cuenta con la información disponible para el análisis cinético de descarga.
- Material de relleno de la presa (Todos los casos): este volumen depende directamente del tamaño de la brecha y en algunos casos representa un valor mucho menor que los otros volúmenes considerados en otros casos.

2.5.6.3 Modelamiento de la brecha

Los parámetros de brecha están en función de lo siguiente:

- Material de la presa (por ejemplo, enrocado, arena cicloneada con núcleo impermeable, etc.).
- Tipo de construcción (aguas arriba, aguas abajo, línea central).
- Altura de la presa.
- Volumen del flujo liberado (incluyendo el agua sobrenadante, relaves movilizados e hidrograma de tormenta, si se requiere).
- Mecanismo de falla (desbordamiento, falla de talud, falla de fundación, licuación, erosión interna, etc.).

Además, los parámetros de brecha pueden ser determinados de las siguientes maneras:

- Analíticamente simulando el proceso físico de la formación de la brecha.
- Usando ecuaciones de regresión (correlaciones empíricas) basado en fallas históricas de presas o en evaluaciones de laboratorio.
- Usan ecuaciones de regresión basados en métodos numéricos.

Herramientas de modelamiento y correlaciones empíricas han sido desarrolladas principalmente para la simulación de fallas y cálculos de parámetros de brechas para presas de retención de agua, respectivamente. Sin embargo, para los casos donde el proceso de rotura de presa de relaves ocurre mediante el desbordamiento o erosión/infiltración conducida principalmente por el agua sobrenadante, resulta plausible que se considere similar a una rotura de presa de agua, lo que se llama “roturas por erosión” (CDA, 2021).

No obstante, se señala que estos enfoques tienen limitaciones, y a pesar de los numerosos incidentes de fallos de presas de relaves en los últimos 100 años, sigue siendo difícil predecir con exactitud la forma y el tiempo de desarrollo de la brecha. Se recomienda por esta razón evaluar la utilización de más de un método en el análisis y que la incertidumbre de los parámetros de brecha sea esclarecida usando un análisis de sensibilidad, donde el rango debería ser cuidadosamente determinado basándose en la selección del mecanismo de falla, el método de construcción de la presa o de los materiales usados en la construcción (CDA, 2021).

Además, es importante mencionar que los parámetros de brecha calculados a través de correlaciones empíricas pueden no ser aplicables para fallas instantáneas, como por ejemplo las causadas por licuación de relaves ya que estas requieren un enfoque diferente (análisis de estabilidad, potencial de licuación, etc.). Los parámetros de brecha para fallas de presas de relaves del tipo erosión dependen de la erosionabilidad del material de la presa de relaves, como lo presentan las ecuaciones formuladas por Von Thun & Gillette (1990) y Xu & Zhang (2009). Generalmente una baja erosionabilidad resulta en un mayor tiempo de falla, una geometría de brecha pequeña y un bajo caudal pico de descarga. Por otro lado, se puede estimar el tiempo de desarrollo de la brecha basándose en tasas de erosión de presas, como por ejemplo los de Walder & O'Connor (1997) y Xu & Zhang (2009), y en estudios de casos bien documentados de presas de relaves (CDA, 2021).

2.5.6.4 Caudal pico de descarga e hidrograma de rotura

Al igual que los parámetros de brecha, también existen herramientas de modelamiento para estimar el hidrograma de salida; sin embargo, la mayoría de ellas se desarrollaron para presas de agua y fluidos newtonianos. Asimismo, también se dispone de diferentes ecuaciones para estimar el caudal pico del hidrograma que fueron desarrolladas de la misma manera en su mayoría para presas de agua, pero las pruebas históricas son insuficientes para entender si estas ecuaciones son aplicables a las presas de relaves, ya que no hay registro de caudales máximos disponibles para las fallas de presas de relaves (CDA, 2021).

2.5.7 Análisis de movilización (runout analysis)

Para realizar el análisis de movilización, herramientas de modelamiento hidrodinámico que puedan modelar el flujo de agua con relaves erosionados, así como también la reología de los flujos de relaves licuados, son requeridos para un TSF típico que contienen relaves con agua sobrenadante (Caso 1A y 1B). Por el contrario, para una TSF que no tenga presente agua o fluidos sobrenadantes, o que se encuentre lo suficientemente lejos de la presa (Caso 2A Y 2B), la falla puede ser modelada usando herramientas de modelamiento hidrodinámicas, reológicas o geo – mecánicas (CDA, 2021).

2.5.7.1 Modelamiento del proceso de movilización en la rotura

Existen dos procesos que puede ocurrir individualmente, simultáneamente, o secuencialmente como se detalla a continuación:

- Proceso I: Representa la descarga del agua sobrenadante en conjunto con los relaves erosionados y el material de relleno de la presa (para los casos 1A y 1B). Dependiendo de la ubicación del agua sobrenadante dentro del TSF, este proceso puede ocurrir al inicio de la falla que conlleve al proceso de rotura, o la liberación del agua puede ocurrir después de que la presa haya fallado debido a algún otro desencadenante causando primeramente la descarga de los relaves. El flujo de salida del proceso I tendría un alto contenido de agua y se comportaría como una inundación de agua o de lodo (CDA, 2021).
- Proceso II: Representa la descarga de los relaves que fluyen debido a la licuación (Caso 1A y 2A), o el hundimiento progresivo de los relaves que no están soportados (Caso 1B y 2B). El proceso II podría ocurrir después de la descarga del agua sobrenadante. Este proceso podría también ser el único en la rotura de presas para instalaciones donde no se tenga el agua sobrenadante, o se encuentre localizada a una distancia lo suficiente como para que no se considere dentro del proceso de rotura. El flujo de salida del proceso II tendría un bajo contenido de agua comparado con el proceso I, conteniendo solamente los relaves sólidos con agua intersticial, y probablemente se comportaría como un flujo de lodo, deslizamiento de flujo o flujo de relaves (CDA, 2021).

El momento y la secuencia de los flujos de salida del proceso I y II dependerán del tamaño y la ubicación del agua sobrenadante (si está presente). Debido a la presencia de agua sobrenadante en la descarga del proceso I, los diferentes contenidos de sólidos, las propiedades del agua y la mezcla de sólidos se puede requerir un enfoque por etapas usando diferentes herramientas para modelar los flujos de salida de los procesos I y II, dependiendo de las propiedades de la mezcla de sedimentos y agua. Por otro lado, un enfoque alternativo de modelamiento de una sola fase sería combinar el volumen total estimado y el agua liberada durante el proceso de rotura para caracterizar una sola mezcla de agua y sedimentos para todo el hidrograma. Dependiendo de las propiedades y las concentraciones de sólidos de los relaves en los flujos liberados, la mezcla de agua y sedimentos podrían comportarse como un fluido newtoniano, no newtoniano, deslizamiento de relaves o flujo granular (CDA, 2021).

Además, predecir el cambio exacto de la concentración de sólidos en el flujo de salida resulta complicado, y un enfoque alternativo es asumir una concentración de sólidos promedio, el cual se basaría el volumen total de agua sobrenadante y relaves movilizados. Esta concentración de sólidos promedio sería constante durante toda liberación del flujo por la brecha y en la ola de inundación aguas abajo (a menos de que se diluya por flujos provenientes de corrientes tributarias en el curso de la inundación) (CDA, 2021).

2.5.7.2 Implicancias de flujos de relaves newtonianos y no - newtonianos

El entendimiento de las propiedades de los fluidos no newtonianos es complejo considerando que las propiedades reológicas pueden cambiar con el tiempo y la distancia desde la rotura. Estos tipos de procesos son difíciles de modelar debido a que la mayoría de las herramientas de modelamiento no están configuradas de manera adecuada para variar la concentración de sedimentos y la reología del flujo (CDA, 2021).

La onda de propagación generada por el proceso I puede propagarse aguas abajo causando una gran erosión e inundación en el entorno. La movilización del flujo de este proceso se modela generalmente con herramientas hidráulicas para establecer la propagación de la onda de inundación, y determinar el alcance de la inundación, los tiempos de llegada de la onda de inundación, las velocidades, las profundidades y la huella máxima en el lugar de interés. La onda de propagación generada por el proceso II tendrá un comportamiento no - newtoniano que es generalmente más viscoso que el flujo del proceso I. El impacto aguas abajo puede ser contenido más cerca con respecto del TSF en comparación con el flujo del proceso I (CDA, 2021). Un ejemplo del comportamiento de los flujos con respecto a su contenido de agua lo muestra el Figura N°11.



Figura N°11: Comportamiento del flujo con respecto al contenido de agua
Fuente: CDA (2021)

Dependiendo de las características reológicas y la fluidez del material, la extensión y profundidad de la salida de relaves del proceso II puede ser simulada ya sea usando herramientas de modelamiento hidráulico con capacidades no – newtonianas, o de manera alternativa, usando herramientas de modelamiento geomecánico en masa y conservación de momento del flujo. De manera general, cuando la concentración de sólidos de la mezcla es menor que 55% en volumen aproximadamente, la mezcla se comporta como un flujo de lodo y los modelos hidrodinámicos no – newtonianos serían apropiados (CDA, 2021). La Tabla N°4 presenta las consideraciones para el modelamiento de los diferentes casos.

Tabla N°4: Consideraciones de modelamiento para diferentes casos de TDBA

Consideraciones	Casos TDBA			
	Caso 1A	Caso 1B	Caso 2A	Caso 2B
Materiales en el flujo de salida	Agua sobrenadante y relaves erosionados y licuados	Agua sobrenadante y relaves erosionados	Relaves licuados	Relaves no licuados
Proceso de salida	Proceso I – Onda de inundación de fluidos y relaves erosionados Proceso II – Flujo de salida de relaves licuados	Proceso I – Onda de inundación de fluidos y relaves erosionados Proceso II – Flujo de salida de relaves no soportados	Proceso II – Salida de tipo flujo de lodo asociado con relaves licuados	Proceso II – Secuencia de salidas del tipo deslizamiento de flujo o hundimiento asociado con relaves no licuados
Tipo de flujo	Inundación de agua a inundación de lodo a flujo de lodo (newtoniano o no – newtoniano)	Inundación de agua a inundación de lodo a flujo de lodo (newtoniano o no – newtoniano)	Flujo de lodo, deslizamiento de flujo (no – newtoniano)	Falla de hundimiento o deslizamiento de flujo (no – newtoniano)

Fuente: CDA, 2021

2.5.8 Análisis de sensibilidad

Se debe realizar un análisis de sensibilidad si es que en los siguientes puntos que se mencionan a continuación existe alguna incertidumbre que pueda tener impacto en los resultados obtenidos:

- La data topográfica: la resolución de topografía disponible podría limitar la elección de las herramientas de modelamiento para la inundación y salida de relaves, lo que a su vez puede impactar en la precisión del desarrollo de los mapas de inundación, por lo que se debe escoger la mejor información topográfica disponible.
- Volúmenes del flujo de salida: el volumen de relaves movilizados al momento de la rotura contribuye significativamente al volumen total liberado (caso 1A y caso 1B), o constituye todo el volumen de salida (caso 2A y caso 2B). Con base a los casos históricos, el volumen de salida en la rotura puede oscilar entre el 10% y 100% del total de relaves embalsados.

- Parámetros de brecha e hidrograma de salida: los métodos empíricos y analíticos que existen para la estimación de los parámetros de brecha (ancho, pendiente de los lados, tiempo para la falla) están basados en presas de retención de agua y puede ser considerarse aplicables para brechas de tipo erosivo que provocadas por la descarga del agua sobrenadante. Los mismos métodos pueden ser no aplicables para algunos desencadenantes de fallas o tipos de presas que son específicas para relaves.
- Análisis de movilización: Si existiese algún parámetro y/o definición de condiciones que puedan afectar la propagación de la onda de inundación producto de la rotura incluyendo el pico de descarga y las condiciones de flujo máximo como la altura, velocidad, y tiempo de llegada de la inundación para varios puntos de interés.

2.5.9 Mapas de inundación y salida

La información básica puede incluir la mayoría o totalidad de lo siguiente:

- Extensión de la inundación con o sin la rotura de presa, si se requiere.
- Tiempos de llegada del frente de la inundación y del flujo máximo en lugares de interés, con el tiempo de referencia en el que se basan los tiempos de llegada de la inundación claramente anotados.
- Profundidades máximas de flujo o cambios en la profundidad en relación con las condiciones previas a la rotura en los lugares de interés.
- Velocidades máximas en los lugares de interés.
- Tasa de aumento de las profundidades, si es necesario.
- Duración de la inundación, si es necesario.
- Ortofoto o imágenes satelitales de fondo.
- Ubicación de los lugares más importantes e infraestructura crítica (puentes, caminos, hospitales, estación de bomberos, instalaciones seguras para emergencias, etc.).
- Industrias peligrosas o almacenamiento de materiales y áreas ambientales sensibles.
- Se pueden desarrollar mapas separados que muestren el producto de velocidad profundidad (DV) que indica la severidad de la inundación para roturas que resultan en una descarga del agua sobrenadante (caso 1A y 1B). Si la ola de inundación pasa a través de áreas pobladas, la población en riesgo (PAR) y la pérdida potencial de vidas (PLL) deben estimarse.

Información específica adicional para la rotura de presas de relaves podría ser presentado en mapas separados pudiendo incluir:

- Extensión de relaves licuados y la profundidad de su deposición.
- Tipos y concentraciones de contaminantes dentro de límite de la inundación
- Potencial para los relaves y/o contaminantes a ser transportados fuera de la extensión de la inundación.

2.5.10 Documentación de los resultados TDBA

El informe TDBA debería incluir, no siendo esta lista limitativa, todos o algunos de los puntos mencionados a continuación:

- Información utilizada para el análisis (topografía, geometría de la presa, reología de los relaves, información hidrológica, etc.)
- Metodología de análisis, suposiciones clave, aproximaciones y limitaciones.
- Modos y escenarios de falla.
- Análisis de brecha y selección de parámetros.
- Resultados del modelamiento de salida de relaves.
- Resultados del modelamiento del flujo de relaves licuados, si se hizo por separado.
- Análisis de sensibilidad con la discusión de las incertidumbres asociadas.
- Mapas de extensión de la inundación y los relaves licuados.

La información obtenida del TDBA debería ser almacenada para una eventual mejora y modificar la información para diferentes usuarios finales. Se recomienda que el informe TDBA se incorpore en su totalidad en el manejo de la seguridad de la presa y planificación de emergencias (CDA, 2021).

2.6 Metodología convencional aplicada para el análisis de rotura de presas de relaves

Para la elaboración de análisis de roturas de presas de relaves en el Perú se recurre a información provista por artículos científicos nacionales e internaciones que no necesariamente se encuentran en un marco metodológico propiamente dicho o si no se basan en consideraciones asumidas sobre la base de la experiencia en desarrollo de estos estudios (Huamán Aguilar & Valdivia Llanca, 2016).

En ese sentido, Quisca (2016) elaboró un análisis de rotura de presa el cual fue expuesto en el XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica realizado en el Perú y cuyo proceso metodológico para la elaboración del análisis de rotura de presa fue adoptado por el Comité Peruano de Grandes Presas (COPEGP) en el año 2018. A continuación, la Figura N°12 muestra el esquema metodológico utilizado para la elaboración del análisis de rotura de presas de relaves.



Figura N°12: Esquema metodológico para el análisis de rotura de presas utilizado por Quisca y adoptado por la COPEGP en 2018

Fuente: Quisca, 2016

El esquema metodológico tiene la intención de abordar todos los aspectos necesarios para realizar un análisis de rotura de presa de relaves; sin embargo, no sugiere pautas a seguir para elaborarlo de manera adecuada. A continuación, se desarrollarán los puntos más relevantes del esquema metodológico para la elaboración del análisis de rotura de presas de relaves.

2.6.1 Hidrograma de rotura

El hidrograma estimado para el análisis de rotura de una presa de relaves depende de un número de factores, dentro de los cuales se destacan los siguientes: modo de falla, volumen liberado al momento de la rotura, disposición y manejo de relaves en el depósito, modelo hidrológico y características físicas de la presa. Asimismo, los parámetros que determinan el caudal pico de descarga y la forma del hidrograma de rotura son los siguientes: geometría de la brecha, tiempo de

formación de la brecha, volumen de agua almacenado en el depósito de relaves (Huamán Aguilar & Valdivia Llanca, 2016).

El modo de falla define la forma del hidrograma, es decir, determina la ubicación y atenuación del caudal pico del hidrograma. Si el modo de falla es causado por un sismo o un proceso de tubificación, el caudal pico puede ocurrir en un corto periodo de tiempo; mientras que, para un modo de falla causado por un proceso de desbordamiento, el caudal pico puede ocurrir en un mayor periodo de tiempo (Huamán Aguilar & Valdivia Llanca, 2016).

El volumen liberado al instante de la rotura de presa de relaves está delimitado por un plano inclinado de estabilidad del relave depositado que inicia desde el fondo de la brecha. De acuerdo con análisis estadísticos realizados, como por ejemplo los que presento Rico et al. (2008), aproximadamente el 35% del total de relaves almacenados es liberado en el instante de rotura de presa de relaves (Huamán Aguilar & Valdivia Llanca, 2016).

Para el proceso de estimación de los parámetros de brecha (geometría y tiempo de formación de la brecha), diversos investigadores han propuesto correlaciones empíricas para realizar su estimación. Entre las formulaciones más utilizadas para estimar las dimensiones de la geometría de la brecha son las propuestas por los siguientes autores: Froehlich (2008), Froehlich (2016), Von Thun & Gillette (1990), Xu & Zhang (2009) (Huamán Aguilar, 2021).

2.6.2 Tránsito de la onda por la quebrada

El análisis del flujo de relaves debe ser simulado mediante una herramienta que permita realizar simulaciones de flujos No – Newtonianos dado que el relave liberado tendrá ese comportamiento debido a la alta concentración de sólidos. Parámetros básicos para establecer un adecuado análisis de rotura de presa de relaves son los siguientes: modelo digital de elevación (DEM por sus siglas en inglés) de la zona aguas debajo de la presa de relaves, reología del relave, rugosidad del cauce y el modelo hidráulico usado para la simulación (Huamán Aguilar & Valdivia Llanca, 2016).

Por otro lado, la CDA en el año 2007 en su boletín técnico “Inundación, consecuencias y clasificación para seguridad de presas”, plantea que un análisis de rotura de presa de relaves debe llevarse a cabo para fallas en “día soleado” y “día lluvioso”. Una falla en día soleado es la que ocurre durante operaciones normales; mientras que una falla en día lluvioso es la que ocurre coincidentemente con eventos de inundación mayores a las que la presa pueda desempeñarse de manera adecuada (CDA, 2007).

2.6.3 Mapas de inundación y datos de salida

Con los resultados de las simulaciones, se deberán documentar y elaborar mapas, los cuales serán parte de los análisis de vulnerabilidad y riesgos por rotura de la presa de relaves. En base a estos mapas, se formularán las medidas estructurales y no – estructurales para la prevención y mitigación de los potenciales daños por la rotura hipotética (Quisca, 2016).

Capítulo III: Descripción del caso de estudio

3.1 Ubicación del caso de estudio

El depósito de relaves se encuentra localizado en el distrito de San Marcos, provincia de Huari, departamento de Ancash del Perú a una altitud promedio de 4280 m.s.n.m. El eje de la presa del depósito de relaves se encuentra en las siguientes coordenadas: (N₁:8944786.17, E₁:279274.59 y N₂:8944886.99, E₂:279561.89). Aguas abajo, a una distancia de 2.4km en la dirección noroeste, se encuentra ubicado el centro poblado de Ayash con una población de 190 habitantes y un total de 67 viviendas ocupadas según los datos estadísticos del INEI (INEI, 2017). La Figura N°13 muestra la ubicación geopolítica del depósito de relaves con su respectiva cuenca de aporte.

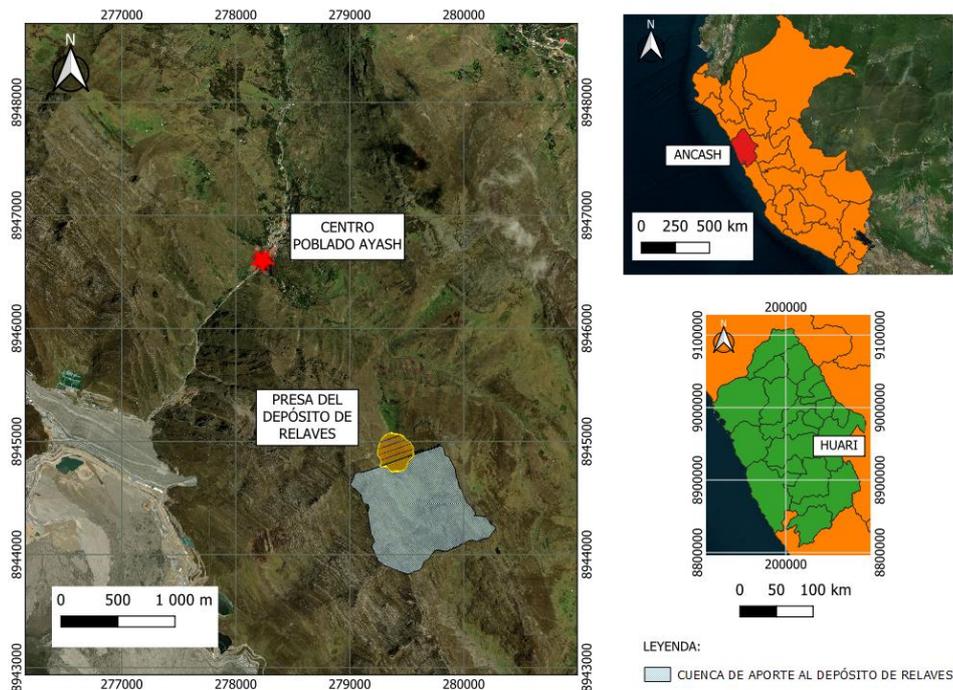


Figura N°13: Ubicación geopolítica del depósito de relaves

Fuente: Elaboración propia

3.2 Descripción geomorfológica del caso de estudio

Para la descripción geomorfológica, y también para el desarrollo de la investigación, se utilizó un modelo digital de elevación (DEM por sus siglas en inglés) con una resolución de 12.5m x 12.5m, obtenido de la instalación satelital de Alaska (ASF por sus siglas en inglés) a través del radar de apertura sintética de banda L tipo matriz en fase (PALSAR por sus siglas en inglés) del satélite avanzado de observación terrestre (ALOS por sus siglas en inglés) (Alaska

Satellite Facility [ASF], 2019). La Figura N°14 muestra el modelo digital de elevación de la superficie topográfica de la zona de estudio.

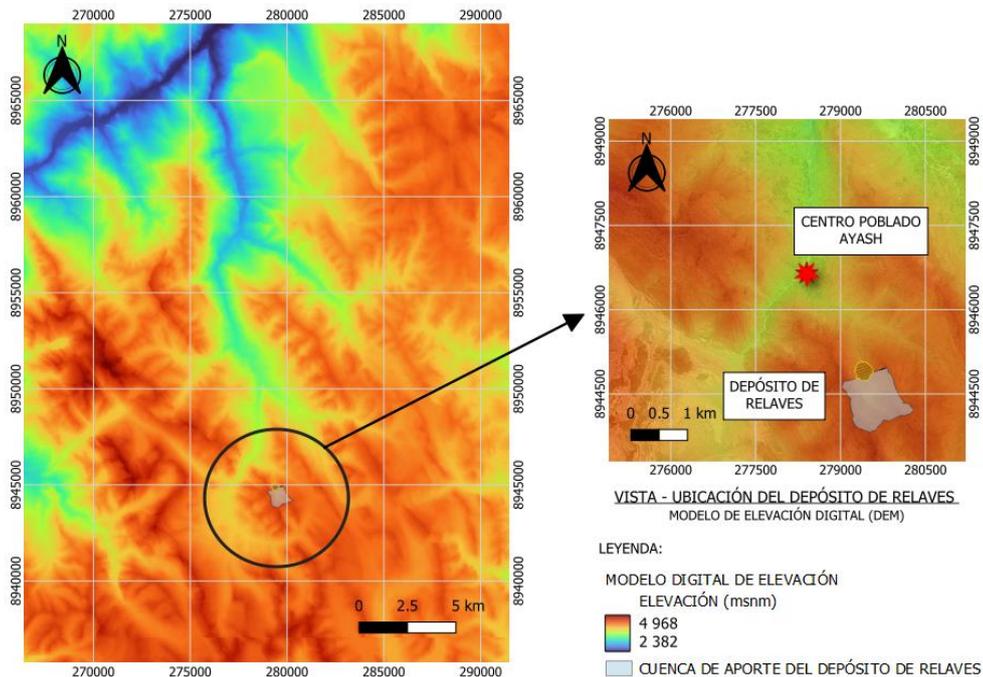


Figura N°14: Modelo digital de elevación del área de estudio

Fuente: Elaboración propia

En ese sentido geomorfológicamente, la zona de estudio se encuentra conformada por relieves montañosos que van desde moderadamente empinados a empinados (pendientes entre 15% a 50%) en la mayoría de la extensión de las cuencas identificadas y del cauce principal de desfogue. Sin embargo existen zonas de relieve montañoso que son moderadamente a fuertemente inclinadas (pendientes entre 4% al 15%) ubicadas principalmente en inmediaciones del centro poblado Ayash (Consulta ciudadana de proyectos, s.f.).

3.3 Descripción hidrográfica del caso de estudio

Hidrográficamente, el depósito de relaves se encuentra ubicado en una subcuenca colindante a las subcuencas de las quebradas Yanacancha, Ayash y Ayapuno. Con fines de descripción, la llamaremos “Subcuenca caso de estudio”. Aguas abajo, la quebrada principal de la subcuenca del proyecto recibe el nombre de quebrada Ayash, que posteriormente al unirse con la quebrada Ayapuno forman la quebrada Pichiu. Posteriormente, las quebradas Illahuasa y Lachoc desembocan dentro de la quebrada principal dando origen al río Colca, el cual

termina desembocando al río Pucha (Presidencia del Consejo de Ministros, s.f.). La Figura N°15 muestra las principales subcuencas identificadas en la zona de estudio.

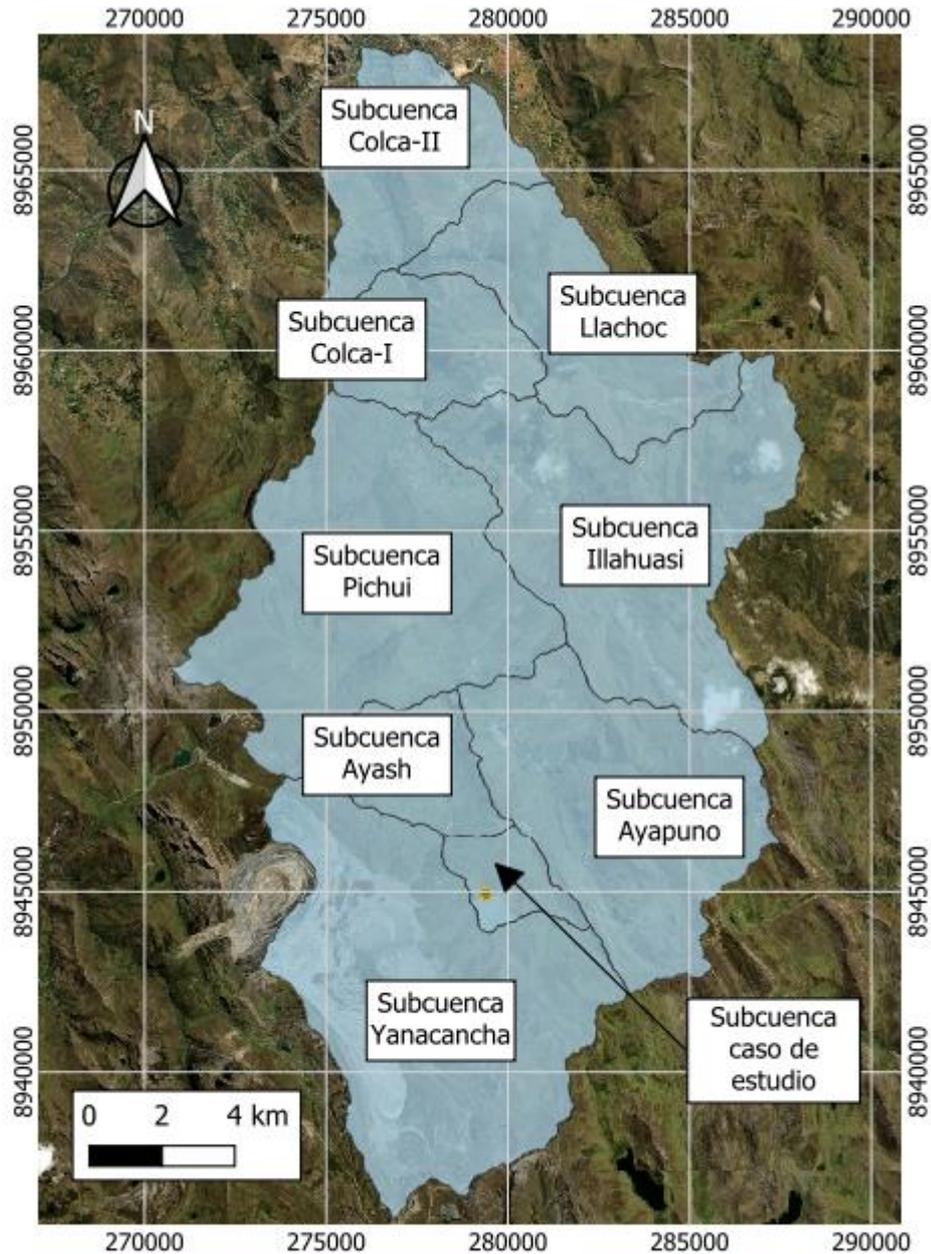


Figura N°15: Principales subcuencas de la zona de estudio

Fuente: Elaboración propia

3.4 Estaciones meteorológicas del caso de estudio

Para la obtención de la ubicación de las estaciones meteorológicas en la zona de estudios, se realizó una consulta ciudadana al Servicio Nacional de Certificación Ambiental para las Inversiones Sostenibles (SENACE) con el objetivo de obtener

información de redes de estaciones meteorológicas cercanas a la zona de estudio. De la información disponible, se utilizaron los registros de la estación meteorológica Yanacancha (N: 8941790, E:276816) debido a que se encuentra a 4.0km del lugar donde se encuentra el depósito de relaves, a una altitud de 4189 m.s.n.m (altitud similar a la zona de estudio) y con una longitud de registros completos de 20 años (Consulta ciudadana de proyectos, s.f.). La Figura N°16 muestra la ubicación de la estación meteorológica Yanacancha. El registro de precipitaciones máximas en 24 horas se presenta en el Anexo I.

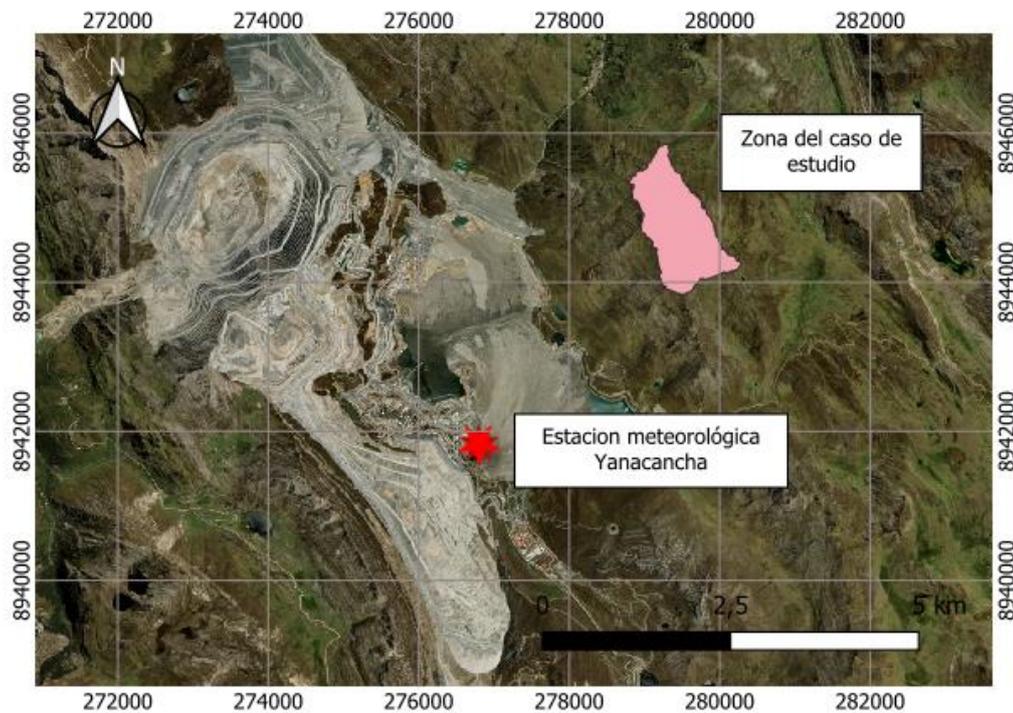


Figura N°16: Ubicación de la estación meteorológica Yanacancha

Fuente: Elaboración propia

3.5 Descripción del uso del suelo del caso de estudio

El territorio de la cuenca del río Ayash está compuesto por un 70% de laderas inclinadas, de las cuales solo el 14% es apto para la agricultura y el 70% para el pastoreo. Además, sumado a ello, el clima duro de montaña existente entre los 3500 y 4000 m.s.n.m resulta como principal restricción para una producción agrícola. Por otro lado, se indica la poca presencia de pastizales en la zona y de un tamaño menor a los 50 cm (Incháustegui Pérez & Floydsand, 2010).

Por otro lado, en base a los mapas del uso actual de suelos encontrados en la consulta ciudadana al Servicio Nacional de Certificación Ambiental para las Inversiones Sostenibles (SENACE), se encontró que en la mayoría de la extensión de la zona de estudio se encuentra cubierta por pastizales (hierbas de porte alto de hasta 80cm y hierbas de porte bajo de hasta 15cm). Seguidos de estos, existen terrenos de cultivos con matorral arbustivo (Cuenca Ayash y Ayapuno) donde se realizan actividades agropecuarias actualmente activas y en descanso (Consulta ciudadana de proyectos, s.f.)

3.6 Descripción del depósito de relaves

Para la presente investigación, se ha configurado un caso hipotético de estudio con el objetivo de llevar a cabo la evaluación de la metodología de análisis de rotura de presa de relaves de la CDA. Cabe resaltar que el objetivo del estudio no es dar lineamientos de diseño de depósitos de relaves. A continuación la Tabla N°5 presenta las características de la presa de relaves del caso de estudio.

Tabla N°5: Características de la presa de relaves

Característica	Unidad	Valor/Parámetro
Tipo de relave almacenado	-	Plata
Estado de deshidratación	-	Espesado
Altura de presa	(m)	70
Altitud de la cota de la corona	(m.s.n.m)	4370
Ancho de corona	(m)	20
Taludes	(H:V)	Aguas arriba 1.4H:1V Aguas abajo 2H:1V
Volumen de agua operacional	(Mm ³)	0.35

Fuente: Elaboración propia

Sin embargo, no contará con un vertedero de emergencia por donde se descarguen los flujos de agua, es decir, el volumen de agua será almacenado dentro de las instalaciones del depósito. La Figura N°17 muestra la configuración del depósito de relaves con su embalse aguas arriba.

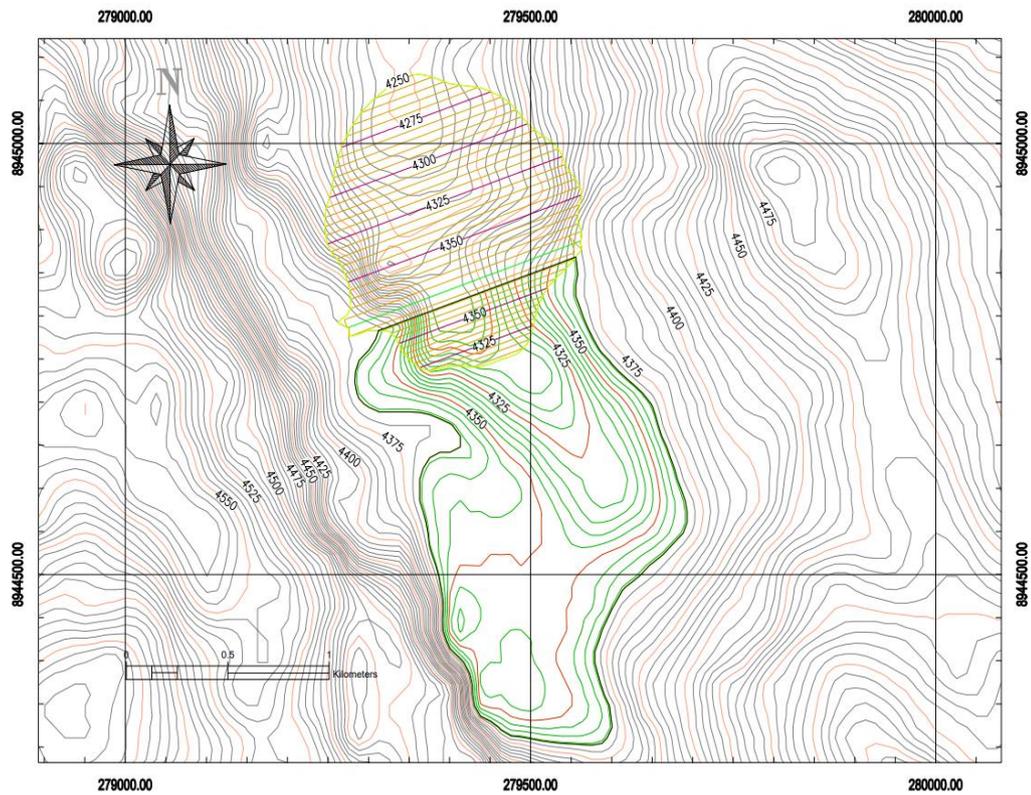


Figura N°17: Configuración de la presa del depósito de relaves

Fuente: Elaboración propia

Capítulo IV: Aplicación de metodología CDA y otras metodologías

4.1 Desarrollo de la metodología propuesta por la CDA

De acuerdo con la secuencia mostrada en la Figura N°5, el análisis utilizando la metodología TDBA de la CDA considera lo desarrollado a continuación.

4.1.1 Definición de objetivos y alcances del modelamiento

Se desarrollará el modelamiento de la rotura hipotética de la presa de relaves siguiendo la metodología TDBA propuesta por la CDA para estimar las huellas de inundación producto de la liberación de los relaves almacenados.

Es importante mencionar que este análisis no indica que la presencia actual o futura configuración de una presa en la zona de estudio fallará y provocará algún impacto negativo aguas abajo, ni tampoco servirá como base para la elaboración de planes de respuesta a emergencias.

4.1.2 Recopilación y tratamiento de la información general

4.1.2.1 Cálculo de las precipitaciones máximas a diferentes periodos de retorno

Para el cálculo de precipitaciones máximas a diferentes periodos de retorno y la precipitación máxima probable (PMP) se utilizarán los registros de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Yanacancha con ayuda de la herramienta Hydrognomon. Luego, se realizará un ajuste estadístico de los registros mediante funciones de distribución y se utilizará la prueba de bondad de ajuste Kolgomorov – Smirnov, la cual es extensamente empleada (Pérez et al., 2022). Posteriormente, se escogerá la función de distribución de mejor ajuste, es decir, la que tenga menor diferencia máxima entre la función de distribución teórica y de los registros observados.

Por otro lado, para la estimación de la PMP, se utilizará el método de Hershfield (1961), tal como lo presenta la Guía de prácticas hidrológicas de la Organización Meteorológica Mundial (OMM), el cual usa los registros de precipitación máxima en 24 horas para establecer la relación entre las medias y las desviaciones típicas de las series (OMM, 2011).

4.1.2.2 Selección de la tormenta de diseño

La selección de la tormenta de diseño se realizará en base a la clasificación presentada por el Servicio de Conservación del Suelo (SCS por sus siglas en

inglés), el cual desarrolló hietogramas sintéticos de tormentas con duraciones de 6 y 24 horas utilizando información propuesta por Hershfield (1961) y Miller et al. (1973) y planteó la existencia de 4 tormentas de 24 horas de duración llamadas Tipo I, Tipo IA, Tipo II y Tipo III. El Tipo I y Tipo IA corresponden a climas marítimos del pacífico con inviernos húmedos y veranos secos mientras que el Tipo III corresponden a áreas costeras del atlántico (Chow et al., 1988).

4.1.2.3 Estimación de parámetros geomorfológicos de las subcuencas identificadas

Se procederá a realizar el cálculo de los principales parámetros geomorfológicos de subcuencas identificadas para las intenciones del objetivo del estudio, las cuales se mencionan a continuación:

- Área total de la cuenca
- Perímetro de la cuenca
- Longitud del cauce principal de la cuenca
- Altura máxima
- Altura mínima
- Pendiente media de la cuenca
- Pendiente del cauce principal de la cuenca

Para el cálculo de los parámetros geomorfológicos se utilizará el procedimiento descrito por Campos Aranda en su libro “Procesos del Ciclo Hidrológico” (Campos Aranda, 1984). Asimismo, se utilizará el modelo digital de elevación descrito líneas arriba que cuenta con una resolución de 12.5mx12.5m y la herramienta QGIS 3.28.

4.1.2.4 Cálculo del tiempo de concentración y tiempo de retardo

El tiempo de concentración se define como el tiempo de viaje de una gota de agua de lluvia que discurre desde el lugar más lejano por la superficie de la cuenca hasta el punto de salida. Para el cálculo del tiempo de concentración se utilizará la fórmula de Kirpich, ya que se utiliza para cuencas con pendientes empinadas (recomendable entre 3 a 10%) (Chow et al., 1988). A continuación, se presenta la fórmula de Kirpich utilizada:

$$T_c = \frac{0.01947 \times L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (1)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración

L = Longitud del cauce principal

S = Pendiente media de la cuenca

Por otro lado, se define el tiempo de retardo (o lag time en inglés) como el tiempo de ocurrencia del pico para el hidrograma unitario medido desde el principio de la escorrentía. Para la estimación del tiempo de retardo, se considerará que el tiempo de retardo es 0.6 veces el tiempo de concentración (Chow et al., 1988).

4.1.2.5 Cálculo del coeficiente de rugosidad de los cauces en la zona de estudio

El coeficiente de rugosidad es un índice que relaciona la resistencia de un flujo dentro de un canal abierto (Chow et al., 1988). Para la determinación del coeficiente de rugosidad de los cauces de las subcuencas identificadas, se utilizó la tabla propuesta por la guía de selección del coeficiente de rugosidad de Manning para canales naturales y planicies de inundación (Arcement & Schneider, 1989), que depende del tipo de material de la superficie del canal y que será determinada en base a las fotografías correspondientes al caso de estudio. La Tabla N°6 presenta un resumen de los coeficientes de rugosidad propuestos.

Tabla N°6: Coeficientes de rugosidad según el tipo de material de revestimiento

Material del lecho	Tamaño medio del material del lecho (mm)	Valor del coeficiente de Manning (-)	
		Canales rectos uniformes	Canales lisos
Canales de arena			
Arenas	0.2	0.012	-
	0.3	0.017	-
	0.4	0.020	-
	0.5	0.022	-
	0.6	0.023	-
	0.8	0.025	-
	1.0	0.026	-
Canales estables y planicies de inundación			
Concreto	-	0.012 – 0.018	0.011
Corte en roca	-	-	0.025

Material del lecho	Tamaño medio del material del lecho (mm)	Valor del coeficiente de Manning (-)	
		Canales rectos uniformes	Canales lisos
Suelo firme	-	0.025 – 0.032	0.020
Arena gruesa	1-2	0.026 – 0.035	-
Grava fina	-	-	0.024
Grava	2-64	0.028 - 0.035	-
Grava gruesa	-	-	0.026
Gujarro	64-256	0.030 – 0.050	-
Canto rodado	>256	0.040 – 0.070	-

Fuente: Arcement & Schneider, 1989

4.1.2.6 Estimación del Número de curva de la zona de estudio

Para la determinación del número de curva (parámetro que indica el grado de permeabilidad en la superficie) se utilizará la clasificación propuesta por la SCS. Esta clasificación está basada en la descripción del uso del suelo y su respectivo grupo hidrológico que pueden ser los siguientes (Chow et al., 1988):

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos poco profundos, depositados por el viento, marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

La Tabla N°7 presenta un resumen de los valores de número de curva que dependen del tipo de superficie de la cuenca.

Tabla N°7: Número de curva según el uso del suelo

Descripción del uso del suelo		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada	Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
	Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales	Pobres condiciones	68	79	86	89
	Óptimas condiciones	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas		30	58	71	78
Bosques	Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
	Cubierta buena	25	55	70	77

Descripción del uso del suelo		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.	Óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% a más	39	61	74	80
	Condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeable)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)		81	88	91	93
Residencial		-			
Tamaño promedio de lote	Porcentaje promedio impermeable	-			
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueadores, pavimentos, techos, accesos, etc.		98	98	98	98
Calles y carreteras	Pavimentos con cunetas y alcantarillado	98	98	98	98
	Grava	76	85	89	91
	Tierras	72	82	87	89

Fuente: Chow, 1988

Los número de curvas presentados en la Tabla N°7 corresponden a condiciones antecedentes de humedad (AMC por sus siglas en inglés) normales (AMC II). Sin embargo, para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III) resulta necesario realizar una conversión siguiendo las siguientes ecuaciones según sea el caso:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058 CN(II)} \quad (2)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \quad (3)$$

Donde:

$CN(I)$ = Número de curva para condiciones secas

$CN(II)$ = Número de curva para condiciones normales

$CN(III)$ = Número de curva para condiciones húmedas

4.1.2.7 Estimación de la capacidad de almacenamiento del depósito de relaves

Para la estimación de la capacidad de almacenamiento del depósito de relaves, se configuró las características de la presa como lo muestra la Figura N°17 y se

calculó el volumen de almacenamiento con respecto a la superficie topográfica del terreno con la herramienta Muck 3D.

4.1.2.8 Estimación de volúmenes EDF e IDF

La inundación ambiental de diseño (Environmental Design Flood en inglés) es la inundación más severa que puede ser manejada sin la liberación de agua no tratada al medio ambiente (Szymansky & Davies, 2004). Por otro lado, la inundación de entrada de diseño (Inflow Design Flood en inglés) es la inundación de entrada más severa para el cual la presa y sus instalaciones asociadas han sido diseñadas (Ontario Ministry of Natural Resources [OMNR], 2011).

Para la definición del evento de inundación tanto como para el Environmental Design Flood (EDF por sus siglas en inglés y en adelante) y para el Inflow Design Flood (IDF por sus siglas en inglés y en adelante), se utilizarán las recomendaciones hechas por la CDA donde establece que para el EDF generalmente los periodos de retorno se encuentran en el rango de 1 en 50 hasta 1 en 200 años con una duración apropiada que depende de la capacidad asimilativa y de tratamiento de agua de la instalación. Mientras que para la estimación del IDF, la CDA recomienda niveles objetivos que dependen de la clasificación de la presa principalmente (CDA, 2014). La Tabla N°8 presenta los niveles objetivos para riesgos de inundación.

Tabla N°8: Niveles objetivo para riesgos de inundación

Clasificación de la presa	Probabilidad de excedencia anual de inundaciones
Baja	1/1,000
Significativa	1/3 entre 1/1,000 y PMP
Alta	2/3 entre 1/1,000 y PMP
Muy alta	Inundación máxima probable
Extrema	Inundación máxima probable

Fuente: CDA, 2014

Finalmente, para la estimación de volúmenes EDF e IDF, se realizará un modelo con la herramienta HEC – HMS v4.9 del embalse del depósito de relaves y los

eventos de tormentas seleccionados de acuerdo con las directrices mencionadas anteriormente.

4.1.3 Definición de los modos y escenarios de falla

Para la selección de los modos de falla creíbles con sus respectivos escenarios de falla, se planteará una lista de potenciales modos de falla que pueda presentar la presa de relaves. La identificación de los potenciales modos de falla será resultado de la evaluación de la configuración y/o condiciones de la presa, las condiciones de sitio en la que se encuentra localizada y un peligro existente (CDA, 2007). Posteriormente, se realiza un proceso de evaluación dentro de todos los modos de falla potenciales con el objetivo de seleccionar los modos de falla creíbles considerando la posibilidad física de ocurrencia (ICMM, 2020).

4.1.4 Definición de las características de los relaves

Como se mencionó anteriormente en la sección de descripción de depósito de relaves, los subproductos que se almacenarán serán relaves mineros de plata con un estado de deshidratación del tipo espesado. Esto viene siendo respaldado por el hecho de la existencia de unidades mineras aledañas a la zona de estudio, como por ejemplo el caso Antamina, donde también se depositan subproductos provenientes de la plata.

Martin et al. (2015) menciona que el modelamiento de los relaves licuados no se puede realizar bajo condiciones de flujo newtoniano. La viscosidad y el límite elástico desempeñan un papel importante en el flujo, el cual se comportaría como un fluido plástico de Bingham. En ese sentido, se utilizará el modelo reológico mencionado en las simulaciones del flujo de relaves licuados. A continuación, se presenta la ecuación que gobierna el fluido plástico de Bingham.

$$\tau = \tau_y + \mu_b \left(\frac{du}{dy} \right) \quad (4)$$

Esta ecuación es válida para un $|\tau| > \tau_y$, donde además μ_b es denominada la viscosidad de Bingham, el cual es constante y no presenta variación con la tasa de deformación $\left(\frac{du}{dy} \right)$, y τ_y es el esfuerzo de cedencia. Los fluidos plásticos de Bingham tienen una relación lineal del esfuerzo de corte y la deformación cortante,

además que requieren exceder un límite elástico finito antes de comenzar a fluir (CDA, 2021).

4.1.5 Definición de las condiciones hidrológicas

De acuerdo con los modos de falla creíbles seleccionados en la sección anterior y sus respectivos escenarios de falla, se establecerán las condiciones hidrológicas para el embalse del depósito de relaves, la red de drenaje aguas arriba y la red de drenaje aguas abajo. Las condiciones hidrológicas estarán en concordancia con los escenarios de falla respectivamente.

De ser el caso de que no se cuente con información suficiente para establecer las condiciones hidrológicas, se propondrá un análisis de sensibilidad para evaluar sus efectos en el análisis.

4.1.6 Definición del caso TDBA

La selección del caso TDBA se realizará en base a la información correspondiente del depósito de relaves (presencia de agua sobrenadante) y las características del material almacenado (susceptibilidad a la licuación de los relaves) en concordancia con el modo de falla creíble seleccionado, tal como se establece en la Tabla N°2.

4.1.7 Análisis y estimación de los parámetros de brecha

Para el análisis de brecha, se debe entender primeramente el proceso físico de la rotura con el fin de estimar adecuadamente los parámetros de brecha y el volumen liberado. Si la rotura de la presa es una rotura por erosión, la estimación del ancho medio de la brecha se realizará utilizando las correlaciones empíricas de Von Thun & Gillette (1990) y Xu & Zhang (2009). Por otro lado, se utilizará el concepto de tasa de erosión el cual parametriza el desarrollo de la profundización de la brecha con respecto al tiempo de formación (Walder & O'Connor, 1997). A continuación, se presenta la ecuación de la tasa de erosión:

$$k = \left(\frac{dh}{dt} \right) \quad (5)$$

Donde:

k = tasa de erosión (m/s)

dh/dt = tasa de variación de la altura de la brecha con respecto al tiempo (m/s)

Para la estimación del volumen liberado en el Proceso I, se realizará utilizando el proceso establecido por Fontaine & Martin (2015) que propusieron una metodología para poder estimar el volumen de relaves movilizados producto de la erosión del agua sobrenadante que se encuentra almacenada en la instalación. Esta metodología incluye 4 pasos claves: Definir las características de los relaves depositados, definir el volumen de agua sobrenadante almacenado, estimar el contenido de sólidos para el flujo liberado y estimar el volumen liberado en el instante de rotura. El primer paso es establecer una estimación de las características del depósito de relaves en el momento en que se van a examinar las consecuencias de un incumplimiento. Las características del depósito de relaves deben incluir inicialmente estimaciones de lo siguiente: Masa de relaves sólidos almacenados (M_{S-INIT}), densidad seca promedio del depósito de relaves (ρ_D), densidad de sólidos de relaves (ρ_S) y grado de saturación de los relaves(S). El volumen total de relaves en almacenado se calcula de la siguiente manera:

$$V_T = \frac{M_{S-INIT}}{\rho_D} \quad (6)$$

El volumen de sólidos de relaves se calcula de la siguiente manera:

$$V_S = \frac{M_{S-INIT}}{\rho_S} \quad (7)$$

El volumen de vacíos de relaves se calcula de la siguiente manera:

$$V_V = V_T - V_S \quad (8)$$

La porosidad del depósito de relaves se calcula de la siguiente manera:

$$n = \frac{V_V}{V_T} \quad (9)$$

La relación de vacíos del depósito de relaves se calcula de la siguiente manera:

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad (10)$$

El volumen del agua intersticial de los relaves se calcula de la siguiente manera:

$$V_{IW} = SxV_V \quad (11)$$

La masa del agua intersticial de los relaves se calcula de la siguiente manera:

$$M_{IW} = V_{IW}x\rho_W \quad (12)$$

Donde es la densidad del agua. En las estimaciones de volumen de salida se consideró un valor de 1,0 t/m³. Luego, el contenido de humedad del depósito de relaves se calcula de la siguiente manera:

$$\%_W = \frac{M_{IW}}{M_{S-INIT}} \quad (13)$$

La densidad aparente de los relaves se calcula de la siguiente manera:

$$\rho_{BULK} = \frac{M_{S-INIT} + M_{IW}}{V_T} \quad (14)$$

El volumen de agua almacenado se establece de acuerdo con el tipo de escenario en el que se evalúa la rotura de presa. La estimación de volumen debería ser consistente con el instante representativo de la rotura de presa. La estimación del contenido de sólidos del flujo liberado es un parámetro clave dentro de esta metodología. La CDA recomienda que límite superior del contenido de sólidos en volumen del flujo sea del 20% al 30%. El contenido de sólidos se calcula de la siguiente manera:

$$C_W\% = \frac{M_{S-MOB}}{M_{S-MOB} + M_{IW-MOB} + M_W} \quad (15)$$

Finalmente, la masa de relaves movilizados se calcula de la siguiente manera:

$$M_{S-MOB} = \frac{M_W}{\left(\frac{1}{C_W\%}\right) - 1 - \%W} \quad (16)$$

Esto es válido para las siguientes restricciones:

$$\%W < \frac{1}{C_W\%} - 1 \quad (17)$$

La estimación de los relaves movilizados por la ola de inundación inicial debe compararse con el total de sólidos almacenados dentro de la instalación de relaves como condición limitante. No se pueden movilizar más relaves de los que existen dentro de la instalación.

$$M_{S-MOB} \leq M_{S-INIT} \quad (18)$$

La masa del agua intersticial de los relaves movilizados es:

$$M_{IW-MOB} = \left(\frac{M_{S-MOB}}{\rho_D} - \frac{M_{S-MOB}}{\rho_S}\right) \times S \times \rho_W \quad (19)$$

El volumen de los relaves movilizados es:

$$V_{T-MOB} = \frac{(M_{S-MOB} + M_{IW-MOB})}{\rho_{BULK}} \quad (20)$$

El volumen liberado resultante en la brecha es:

$$V_{OUT} = V_W + V_{T-MOB} \quad (21)$$

Por otro lado, para la estimación del volumen liberado en el Proceso II, se utilizó el método del cono de depresión. Este método establece que la disposición final de los relaves al final de la falla será similar a la de un cono tal como lo muestra la Figura N°18 a continuación.

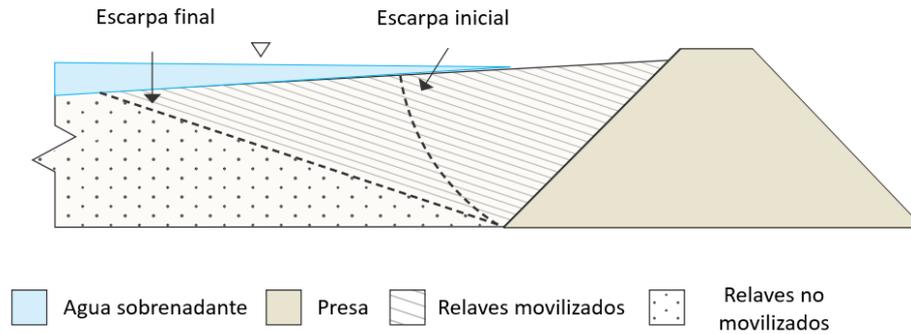


Figura N°18: Método de cono de depresión modificado

Fuente: CDA, 2021

En ese sentido, para realizar el cálculo del volumen liberado por el Proceso II se considerará que la disposición final de los relaves después de ocurrida la rotura de presa será como lo muestra la Figura N°19.

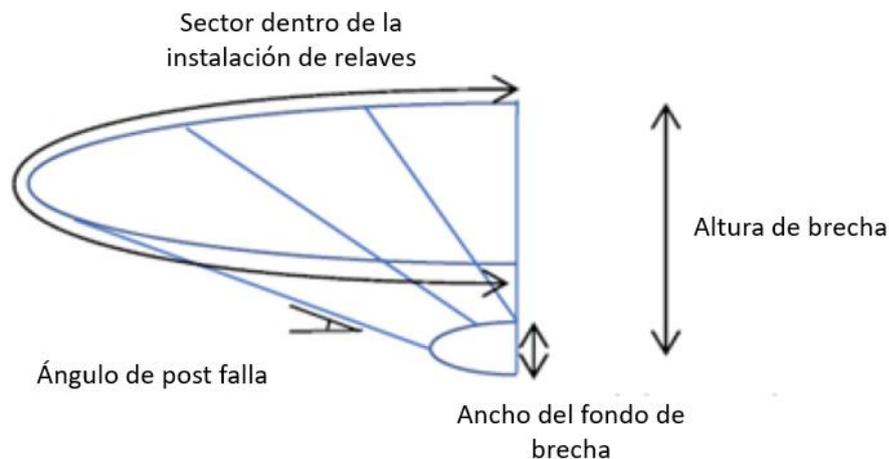


Figura N°19: Disposición final de los relaves después de la rotura de presa

Fuente: CDA, 2021

La disposición final de relaves como lo muestra la Figura N°19 se asemeja a la superficie de un tronco de cono. Por lo tanto para el cálculo del volumen total de relaves liberados al final de la rotura de presa (V_{trc}) se utilizará la siguiente ecuación.

$$V_{trc} = \frac{\pi}{3} x H x (R^2 + r^2 + R x r) \quad (22)$$

Donde:

H = Altura de la brecha (m)

r = Radio menor ubicado en la base de la superficie (m)

R = Radio mayor ubicado en la parte superior de la superficie (m)

Considerando una geometría de brecha y un ángulo de post falla como lo muestra la Figura N°19, se podrá obtener el volumen de relaves liberados al final de la rotura de presa tal como lo presenta la ecuación anterior. Sin embargo, para obtener la geometría de brecha, resulta necesario estimar el volumen total de relaves liberados, es decir, el volumen debido al Proceso I y Proceso II. Por lo tanto, se asumirá inicialmente un volumen de relaves liberados debido al Proceso II con el objetivo de estimar los parámetros de brecha y que será confirmado posteriormente con el cálculo del volumen total de relaves liberados al final de la rotura de presa a través del método del cono de depresión.

Finalmente, con los parámetros mencionados anteriormente y con ayuda del software HEC – HMS v4.9, se procederá a realizar la configuración del hidrograma de rotura para cada modo de falla creíble seleccionado.

4.1.8 Análisis de movilización (runout analysis)

El análisis de movilización se realizará para ambos procesos de rotura: Proceso I y Proceso II. Para la simulación del flujo de relaves por la quebrada, se utilizará la herramienta HEC RAS 4.9 el cual es una herramienta de análisis hidráulico en dos dimensiones desarrollado por el cuerpo de ingenieros de la armada de los Estados Unidos (USACE por sus siglas en inglés) que tiene un módulo para la simulación de flujos Newtonianos como No – Newtonianos (flujo de relaves por ejemplo como se mencionó anteriormente).

4.1.9 Definición del análisis de sensibilidad

Tal como se mencionó anteriormente, se procederá a realizar un análisis de sensibilidad en caso exista alguna incertidumbre al momento de realizar la definición de un parámetro y/o criterio adoptado a lo largo del desarrollo de la metodología.

4.1.10 Elaboración de mapas de inundación

La elaboración de los mapas de inundación se realizará para todos los modos de falla con sus respectivos escenarios considerados. La elaboración de estos mapas se realizará en base los resultados del modelamiento con la herramienta HEC – RAS 4.9 y QGIS 3.28.10.

4.2 Desarrollo de la metodología convencional

De acuerdo con la secuencia mostrada en la Figura N°12, el análisis utilizando la metodología convencional considera lo desarrollado a continuación.

4.2.1 Definición de objetivos y alcances del modelamiento

Se desarrollará el modelamiento de la rotura de presa con la metodología convencional con el objetivo de evaluar su aplicabilidad y confiabilidad en el Perú. Además, es importante mencionar que este análisis no indica que la presencia o futura configuración de una presa en la zona de estudio fallará y provocará algún impacto negativo aguas abajo, ni tampoco servirá como base para la elaboración de planes de respuesta a emergencias.

4.2.2 Recopilación y tratamiento de la información general

Se utilizará la información recopilada y procesada como lo presenta la sección 4.1.2 y también la descripción realizada de la zona de estudio debido a que se trata del mismo objeto.

4.2.3 Configuración del hidrograma de rotura

Como parte de la configuración del hidrograma de rotura, se establecerán los modos de falla potenciales y creíbles para la presa de relaves. Sin embargo, como se trata del mismo objeto de estudio, se considerarán los mismos modos de falla potenciales y creíbles establecidos en la anterior metodología. Cabe mencionar que utilizar los mismos modos de falla no representa alguna ventaja o desventaja con respecto a los fines del análisis.

Por otro lado, para la estimación del volumen liberado de relaves, se utilizará la fórmula de Rico et al. (2008), la cual se presentará a continuación.

$$V_{OUT} = 0.354 \times V_T^{1.01} \quad (23)$$

Donde:

V_{OUT} = Potencial volumen de relaves liberados

V_T = Volumen de relaves almacenados

Para la estimación de la concentración de sólidos al momento de la rotura, se deberá tener en cuenta la cantidad de agua y de relaves presente para cada modo de falla creíble, respectivamente.

Además, para la estimación de los parámetros de brecha, se utilizarán las correlaciones propuestas por Froehlich (2008), Froehlich (2016), Von Thun & Gillette (1990), Xu & Zhang (2009). La Tabla N°9 presenta las correlaciones empíricas para la estimación de los parámetros de brecha utilizadas en el análisis de rotura de presa de relaves (Huamán Aguilar, 2021).

Tabla N°9: Correlaciones empíricas utilizadas para la estimación de parámetros de brecha

Correlación empírica	Ancho medio de la brecha (m)	Tiempo de formación de la brecha (h)
Froehlich (2008)	$B_w = 0.27k_0V_w^{1/3}$ Donde: $k_0 = 1.3$ (OT) y 1.0 (P) OT: Desbordamiento P: Tubificación o piping	$t_f = 0.0176 \sqrt{\frac{V_w}{gh_b^2}}$
Froehlich (2016)	$B_w = 0.23k_0V_w^{1/3}$ Donde: $k_0 = 1.5$ (OT) y 1.0 (P) OT: Desbordamiento P: Tubificación o piping	$t_f = 60 \sqrt{\frac{V_w}{gh_b^2}}$
	$B_w = 2.5h_w + C_b$ Donde:	Alta erosionabilidad: $t_f = 0.015h_w$

Correlación empírica	Ancho medio de la brecha (m)	Tiempo de formación de la brecha (h)
Von Thun y Gillette (1990)	$C_b = "6.1" V_r \times 10^{-6} < 1.23$ $;"18.3" 1.23 \leq V_r \times 10^{-6} < 6.17;$ $"42.7" 6.17 \leq V_r \times 10^{-6} < 12.3;$ $"54.9" 12.3 \leq V_r \times 10^{-6}.$	Resistente a la erosión: $t_f = 0.015h_w + 0.25$
Xu y Zhang (2009)	$\frac{B_w}{h_b} = 5.543 \left(\frac{V_w}{h_w} \right)^{\frac{1}{3} 0.739} e^{C_3}$ Donde: $C_3 = b_4 + b_5$ $b_4 = -1.207 (OT); -1.747 (P)$ OT: Desbordamiento P: Tubificación o piping $b_5 = -0.613 (HE); -1.073 (ME); -1.268 (LE)$ HE: alta erosionabilidad ME: mediana erosionabilidad LE: baja erosionabilidad	$t_f = C_5 \left(\frac{h_d}{h_r} \right)^{0.654} \left(\frac{V_w}{h_w} \right)^{1.246}$ Donde: $C_5 = 0.038 (HE), 0.066 (ME) \text{ y } 0.205 (LE)$ HE: alta erosionabilidad ME: mediana erosionabilidad LE: baja erosionabilidad

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, para la configuración de los hidrogramas de rotura de la presa, se considerarán los valores de volumen liberado de relaves y promedios de los parámetros de brecha, con ayuda del software HEC – HMS v4.9.

4.2.4 Elaboración del modelo de tránsito de la onda por la quebrada

Para la elaboración del modelo de tránsito de la onda por la quebrada, se necesitará definir las condiciones hidrológicas al momento de ocurrir la rotura de presa. En ese sentido, se considerarán las condiciones hidrológicas definidas en la metodología anterior.

Por otro lado, para el modelamiento del flujo de relaves se utilizará el modelo reológico de Bingham, esto debido a que, y como se mencionó anteriormente, representa de manera adecuada el flujo de relaves licuados. Cabe mencionar que el uso de las mismas condiciones hidrológicas no representa ventaja o desventaja alguna al momento de realizar el proceso comparativo.

Para la simulación del flujo de relaves por la quebrada, se utilizará la herramienta HEC RAS 4.9 el cual es una herramienta de análisis hidráulico en dos dimensiones desarrollado por el cuerpo de ingenieros de la armada de los Estados Unidos (USACE por sus siglas en inglés) que tiene un módulo para la simulación de flujos No – Newtonianos (flujo de relaves por ejemplo como se mencionó anteriormente).

4.2.5 Mapas de inundación y datos de salida

La elaboración de los mapas de inundación se realizará para todos los modos de falla con sus respectivos escenarios considerados. La elaboración de estos mapas se realizará en base los resultados del modelamiento con la herramienta HEC – RAS 4.9 y QGIS 3.28.10.

4.3 Procedimiento comparativo de los resultados obtenidos

El análisis comparativo buscará establecer las ventajas de utilizar la metodología de la CDA con respecto a la metodología convencional, y se realizará de la siguiente manera:

- Primeramente, se realizará un análisis comparativo a nivel de huella de inundación para determinar cuál de las dos obtenidas a través de las metodologías es la de mayor magnitud.
- Después, se realizará un análisis comparativo a nivel de máximo alcance horizontal de la huella de inundación, para determinar cuál es el mayor. Cabe mencionar que el máximo alcance horizontal del flujo de relaves liberados será definido cuando las velocidades alcanzadas tengan tendencia a ser casi nulas (es decir, tendencia de velocidades menores a 1m/s), lo que significaría que el flujo de relaves está detenido o instantes antes de detenerse. Cabe mencionar que el desarrollo de velocidades del flujo en el tránsito de este también esta comprometido por la topografía de la zona. Por ningún motivo se deberá interrumpir la simulación hasta que el flujo se encuentre detenido.
- Finalmente, se realizará un análisis comparativo del comportamiento (Newtoniano y No – newtoniano) de los diferentes tipos de flujos que están involucrados en el análisis de roturas de presas de relaves siguiendo ambas metodologías respectivamente, a través de los resultados de velocidad y profundidades máximas de flujo.

Capítulo V: Discusión de resultados

5.1 Resultados siguiendo la metodología propuesta por la CDA

5.1.1 Resultados de la recopilación y tratamiento de la información general

5.1.1.1 Resultados del cálculo de precipitaciones máximas a diferentes periodos de retorno

La Tabla N°10 presenta las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno. El cálculo de las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno, la función de distribución de ajuste y el criterio de bondad de ajuste Kolgomorov - Smirnov se detalla en el Anexo I.

Tabla N°10: Precipitaciones máximas en para diferentes periodos de retorno

Periodo de retorno (años)	Precipitación máxima en 24 horas (mm)
2	31
5	35.4
10	37.9
20	40.1
25	40.8
50	42.8
100	44.6
200	46.4
500	48.6
1000	50.3
PMP	154.08

Fuente: Elaboración propia

5.1.1.2 Resultado de la selección de la tormenta de diseño

SENHAMI señala que la tormenta Tipo II corresponde a lluvias orográficas, es decir, como producto del ascenso de aire húmedo al encontrar un obstáculo orográfico (Asencios et al., 2020). En ese sentido, tomando en cuenta que la ubicación de la zona de estudio es en la sierra del país, y además que se encuentra en una zona orográfica, alejada de las costas del pacífico, se considerará a la tormenta sobre la zona de estudio como tormenta de Tipo II.

5.1.1.3 Resultados de la estimación de parámetros geomorfológicos de las subcuencas identificadas

La Tabla N°11 presenta los principales parámetros geomorfológicos que nos servirán para el estudio.

Tabla N°11: Principales parámetros geomorfológicos de las subcuencas de la zona de estudio

Subcuencas	Parámetros geomorfológicos						
	Área total (km ²)	Perímetro (km)	Longitud del cauce principal (km)	Altura máxima (m.s.n.m)	Altura mínima (m.s.n.m)	Pendiente media de la cuenca (%)	Pendiente del cauce principal (%)
Caso de estudio	6.58	17.1	5.1	4286	3766	43.5	13.4
Yanacancha	66.9	57.2	13.2	4474	3766	40.9	6.8
Ayapuno	45.5	44.7	12.9	4442	3513	39.4	8.6
Ayash	12.6	21.8	4.5	3766	3513	50.7	7.1
Pichui	60.5	54.4	9.3	3513	2956	56.4	9.9
Illahuasi	55.8	59.6	14.7	4283	2956	46.5	12.2
Llachoc	29.3	41.3	12.7	4465	2741	34.9	14
Colca - I	17.7	24.8	4.5	2956	2741	60.2	9.2
Colca - II	23.9	34.7	7.1	2741	2439	58.4	10

Fuente: Elaboración propia

5.1.1.4 Resultados del cálculo del tiempo de concentración y tiempo de retardo

La Tabla N°12 presenta el resumen de los tiempos de concentración y tiempo de retardo para cada cuenca respectivamente.

Tabla N°12: Tiempo de concentración y tiempo de retardo (lag time, en inglés)

Subcuencas	Tiempo de concentración (min)	Tiempo de retardo (min)
Caso de estudio	30	18
Yanacancha	82	49
Ayapuno	73	44
Ayash	35	21
Pichui	54	32
Illahuasi	76	46
Llachoc	60	36
Colca - I	32	19
Colca - II	44	26

Fuente: Elaboración propia

5.1.1.5 Resultados del cálculo del coeficiente de rugosidad de los cauces en la zona de estudio

Para la selección del coeficiente de Manning de los principales cauces del caso de estudio se considerará la información correspondiente a las figuras presentadas a continuación:



Figura N°20: Fotografía del cauce principal de la cuenca Ayash

Fuente: Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental [OEFA], 2015



Figura N°21: Fotografía del cauce principal de la cuenca Ayapuno

Fuente: Antamina, 2024



Figura N°22: Fotografía del cauce principal de la cuenca Colca

Fuente: Municipalidad San Pedro de Chaná, 2023



Figura N°23: Fotografía del cauce principal de la cuenca Pichui

Fuente: Municipalidad San Pedro de Chaná, 2023

De acuerdo con lo presentado en la Tabla N°6 y las fotografías de los principales cauces del caso de estudio, el material del lecho predominante es correspondiente a guijarros con tamaños entre 2.5" a 10" (64-256 mm) y cantos rodados mayores a 10" (>256mm). Por lo tanto, el coeficiente de rugosidad Manning para los cauces principales será de 0.040 . La Tabla N°13 presenta el resumen de coeficientes de rugosidad para los cauces de las subcuencas de estudio.

Tabla N°13: Resumen de coeficiente de rugosidad para los cauces de las subcuencas de estudio

Subcuencas	Coeficiente de rugosidad (-)
Caso de estudio	0.040
Yanacancha	
Pichui	
Illahuasi	
Llachoc	
Colca - I	
Colca - II	
Ayapuno	
Ayash	

Fuente: Elaboración propia

5.1.1.6 Resultados de la estimación del Número de curva de la zona de estudio

Para la determinación del grupo hidrológico de suelo, se considerará la descripción que realizó (Villacaqui Gamarra, 2015) en la zona de estudio donde menciona que existen suelos con una textura franco arcillosa en su mayoría con presencia de material orgánico en pequeñas proporciones. En ese sentido se considerará el grupo hidrológico C.

Por otro lado, se seleccionará el número de curva correspondiente a la descripción del suelo. Como se mencionó en la sección 3.5 sobre la descripción del suelo de la zona de estudio, las subcuencas identificadas debido a la presencia en gran magnitud de pastizales tendrán un número de curva 86, correspondiente a condiciones de humedad antecedente normales. Este resultado viene siendo respaldado por investigaciones en la zona de estudio, como por ejemplo el realizado por Chávez Soto & Matios Ríos (2021), donde también realiza una caracterización de la zona y converge en el mismo resultado. Sin embargo, se calcularán los números de curvas correspondientes a las condiciones de humedad antecedente seca y húmeda, con el fin de utilizarlo dependiendo del escenario hidrológico a evaluar en el modelamiento. La Tabla N°14 resume los numero de curva para las subcuencas de estudio.

Tabla N°14: Resumen del número de curva para las subcuencas de estudio según las condiciones de humedad antecedente

Subcuencas	Curva número (CN) – AMC I (Seca)	Curva número (CN) – AMC II (Normal)	Curva número (CN) – AMC III (Húmeda)
Caso de estudio	72	86	93
Yanacancha			
Pichui			
Illahuasi			
Llachoc			
Colca - I			
Colca - II			
Ayapuno			
Ayash			

Fuente: Elaboración propia

5.1.1.7 Resultados de la estimación de la capacidad de almacenamiento del depósito de relaves

Se obtuvo que el depósito de relaves tiene una capacidad de almacenamiento de 2.80 Mm³ correspondiente a los 4366 m.s.n.m, siendo esta la cota máxima de relaves almacenados. La Figura N°24 muestra la curva de almacenamiento del depósito de relaves.

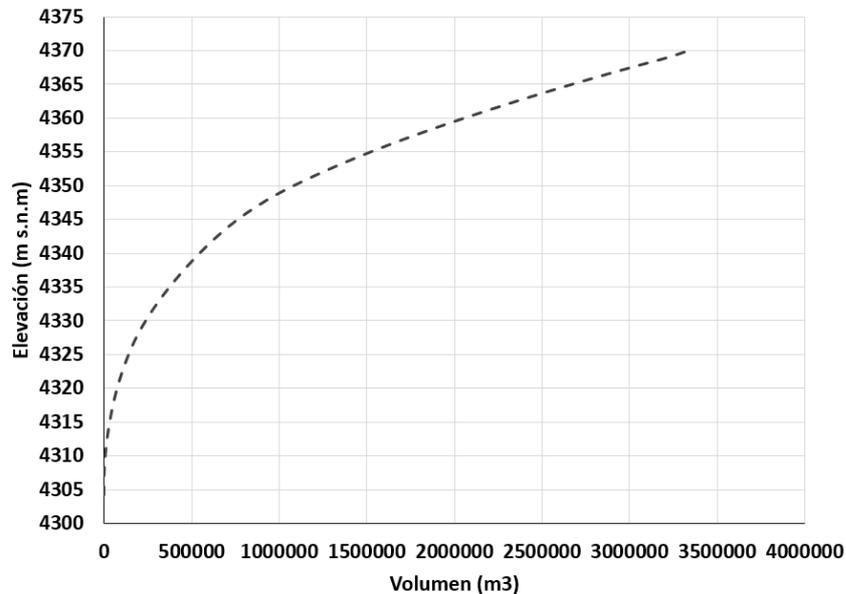


Figura N°24: Curva de almacenamiento - elevación del depósito de relaves

Fuente: Elaboración propia

5.1.1.8 Resultados de la estimación de volúmenes EDF e IDF

La Figura N°25 muestra el modelo HEC – HMS utilizado para la estimación de los volúmenes EDF e IDF.

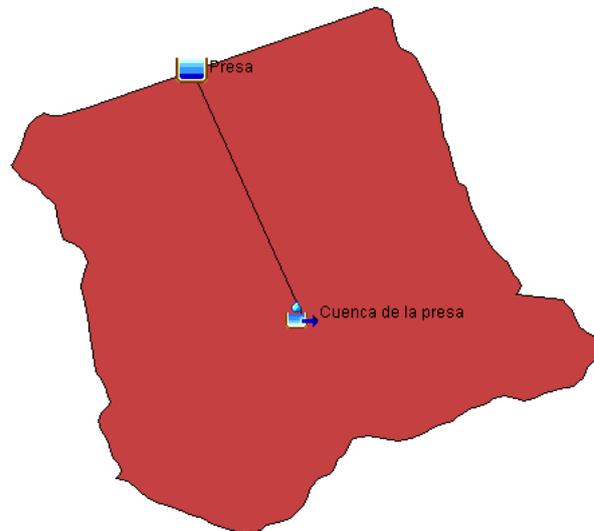


Figura N°25: Modelo HEC - HMS del embalse de la presa de relaves
y su cuenca de aporte

Fuente: Elaboración propia

A continuación, la Tabla N°15 presenta los parámetros utilizados para la modelación de la cuenca de la presa.

Tabla N°15: Parámetros para el modelamiento de la cuenca de la presa

Parámetro	Unidad	Valor
Área de la cuenca	km ²	0.86
Curva número	-	86
Tiempo de retardo (Lag time)	min	5
Tipo de curva SCS	-	Tipo II

Fuente: Elaboración propia

La estimación del volumen de EDF será del resultado de un evento de tormenta con periodo de retorno de 200 años; mientras que para la estimación de volúmenes de IDF con duración de 24, 48 y 72 horas, se utilizará el evento de precipitación máxima probable correspondiente a cada duración, respectivamente. A continuación, la Tabla N°16 presenta el resumen de los volúmenes EDF e IDF estimados. El Anexo II presenta las salidas de la estimación de dichos volúmenes.

Tabla N°16: Resumen de la estimación volúmenes EDF e IDF

Tipo de volumen	Volumen (Mm ³)
EDF – 24 horas	0.04
IDF – 24 horas	0.12
IDF – 48 horas	0.17
IDF – 72 horas	0.21

Fuente: Elaboración propia

5.1.2 Resultados de la definición de los modos y escenarios de falla

La Tabla N°17 presenta los potenciales modos de falla identificados para el depósito de relaves.

Tabla N°17: Modos de falla potenciales de la presa de relaves

Código	Escenario de falla	Modo de falla	Evento inicial	Mecanismo de falla	Desarrollo de la falla
MF – 1	Día soleado	Colapso	Ocurrencia de un sismo mayor al sismo de diseño	Inestabilidad de la fundación	Ocurrencia de un evento sísmico mayor al de diseño que provoca la inestabilidad de la fundación. La inestabilidad de la fundación genera el colapso de la presa y la posterior liberación de relaves.
MF – 2	Día soleado	Desbordamiento	Ocurrencia de un sismo mayor al sismo de diseño	Asentamiento de la cresta durante operaciones normales	Ocurrencia de un evento sísmico mayor al de diseño que provoca un asentamiento de la cresta (aproximadamente 2m). El asentamiento de la cresta provoca la liberación de flujo de relaves y agua sobre la cresta. El desbordamiento de flujo de agua y relaves erosiona la presa de relaves hasta la falla.
MF – 3	Día soleado	Colapso	Rotura de la geomembrana por mala instalación	Tubificación y erosión interna	Rotura de la geomembrana producto de una mala instalación. La rotura de la geomembrana genera un proceso de tubificación ubicada en la base de la presa de relaves. La tubificación lava los finos y produce una línea de flujo que se amplía progresivamente hasta que forma una cavidad lo suficiente que provoque el colapso de la presa y la liberación de flujo de relaves y agua.
MF – 4	Día lluvioso	Desbordamiento	Ocurrencia de un evento de tormenta sobre el proyecto	Insuficiente borde libre	Ocurrencia de un evento de tormenta sobre el proyecto. Falla en el sistema de bombeo de agua de la presa de relaves. El borde libre de la presa de relaves resulta insuficiente para almacenar el agua producto del evento de tormenta extrema y ocurre el desbordamiento por la cresta. El desbordamiento de agua erosiona la presa de relaves hasta la falla y liberación de relaves.

Fuente: Elaboración propia

De los modos de falla presentados en la Tabla N°17, se procederá a realizar la selección de los modos de falla creíble:

- El MF – 1 plantea la falla de la presa de relaves debido a un movimiento sísmico mayor al sismo al cual ha sido diseñado que afectaría a la fundación de la presa de relaves. Este modo de falla queda desestimado debido principalmente a la falta de información geotécnica detallada disponible para evaluar la fundación de la presa de relaves, por lo que su selección no sería adecuada.
- El MF – 2 plantea la falla de la presa debido a la ocurrencia de un evento sísmico mayor al sismo de diseño que deformaría la presa lo que provocaría la pérdida de borde libre y la liberación de relaves. Este modo de falla resulta creíble debido a que la deformación de la presa después de un evento sísmico mayor al que ha sido diseñado podría dar como resultado deformaciones mayores a las permisibles.
- El MF – 3 plantea la falla de la presa debido a un proceso de erosión interna y tubificación debido a la rotura de la geomembrana por una mala instalación. Este proceso resulta poco creíble debido a que el proceso de tubificación en una presa de relaves con las características geométricas que tiene (ancho de corona de 20m y altura de 70m) sería un proceso lento que podría dar opción a plantear una medida de contingencia antes de que suceda la falla de la presa.
- El MF – 4 plantea la falla de la presa debido al desbordamiento de agua a través de la cresta de la presa por la ocurrencia de un evento de precipitación extrema en la zona de estudio. Este modo de falla resulta creíble debido a que si ocurriera un evento de precipitación extrema PMP – 72 horas generaría un volumen de agua que no podría ser almacenado por el borde libre que tiene la presa de relaves.

En ese sentido, se considerará a los modos de falla MF – 2 y MF – 4 como los modos de falla creíbles para la presa de relaves.

5.1.3 Resultados de la definición de las características de los relaves

Como parte de la caracterización reológica de los relaves, se consideraron los resultados que se obtuvieron de ensayos reológicos para relaves de plata. López Bonilla (2014) realizó ensayos reológicos de relaves de plata como parte de un diseño hidráulico de un sistema gravimétrico utilizando el modelo reológico de

Bingham. La información reológica disponible será utilizada con fines de modelamiento de rotura de presa. A continuación, la Tabla N°18 y Tabla N°19 la presentan la información física y reológica de relaves de plata, respectivamente.

Tabla N°18: Información física de relaves de plata

Parámetro	Valor
Concentración en peso	52.5%
Concentración en volumen	29%
Densidad específica de los relaves	2.71
Densidad específica de la pulpa	1.50

Fuente: López Bonilla (2014)

Tabla N°19: Resultados de la relación del esfuerzo de corte y velocidad de deformación para relaves de plata

Concentración en peso	50%	60%	65%
Velocidad de deformación (1/s)	Esfuerzo de corte (Pa)	Esfuerzo de corte (Pa)	Esfuerzo de corte (Pa)
4.2	1.4	12.2	29.9
7.4	1.7	13	36.1
13	2.7	13.8	40.2
21.8	3.1	14.9	43.9
38.7	3.7	16.2	48.3
67.1	4.8	17.8	53.2
118.7	8.3	20.6	58.6
209.9	16.9	31.4	65.4

Fuente: López Bonilla (2014)

La Figura N°26 muestra las curvas de comportamiento reológico con su respectiva ecuación según el modelo reológico de Bingham.

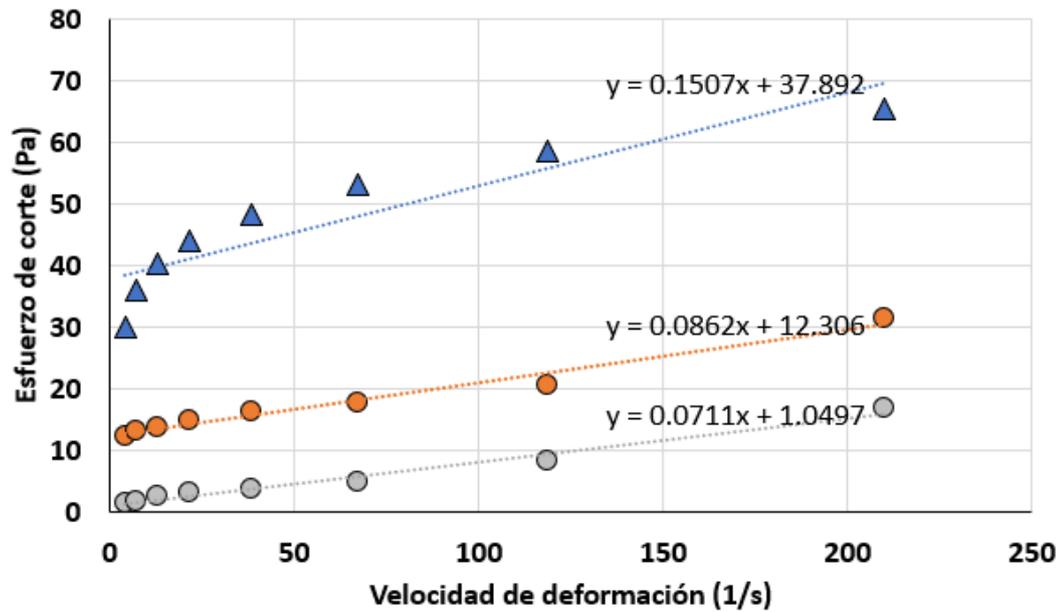


Figura N°26: Reograma de los relaves de plata

Fuente: Elaboración propia

5.1.4 Resultados de la definición de las condiciones hidrológicas

Para el MF – 2 no se considera el aporte de las redes de drenaje aguas arriba debido a que, si una falla se da en un escenario de día soleado, las estructuras de captación y desvío se encuentran operativas según lo menciona la metodología TDBA. Asimismo, se considera una inundación en la red de drenaje aguas abajo de 2 años como lo recomienda la metodología para estos tipos de escenarios.

Por otro lado, para el MF – 4 se considera el aporte de la red de drenaje aguas arriba debido a que un evento de precipitación extrema colapsaría las estructuras de captación y desvío, tal como lo menciona la metodología TDBA. Asimismo, como no se cuenta con información suficiente como para determinar el evento de inundación aguas abajo correspondiente para este escenario, se considerarán inundaciones producto de eventos de precipitación de 100, 200 y 500 años con el objetivo de evaluar los diferentes impactos.

La Tabla N°20 presenta las condiciones hidrológicas para el embalse del depósito de relaves, la red de drenaje aguas arriba y la red de drenaje aguas abajo.

Tabla N°20: Condiciones hidrológicas para los modos de falla creíbles

Modos de falla creíbles	Condiciones hidrológicas iniciales del embalse	Condiciones hidrológicas de la red de drenaje aguas arriba	Condiciones hidrológicas de la red de drenaje aguas abajo
MF – 2	Elevación correspondiente al máximo volumen operacional de agua.	No se considera el aporte de agua de la red de drenaje aguas arriba debido a que es un escenario en día soleado.	Inundación correspondiente a un evento de precipitación con periodo de retorno de 2 años.
MF – 4	Elevación correspondiente a la parte superior de la cresta del depósito.	Aporte del evento de precipitación extrema PMP – 72 horas.	Inundación correspondiente a un evento de precipitación con periodo de retorno de 100, 200 y 500 años.

Fuente: Elaboración propia

5.1.5 Resultados de la definición del caso TDBA

Como se indicó en la sección anterior, para ambos modos de falla se identificó la presencia de agua sobrenadante en el depósito de relaves. Asimismo, para la evaluación de la susceptibilidad a la licuación, no se cuenta con información disponible para un análisis de licuación de relaves. Sin embargo, la metodología menciona que, a menos que se demuestre lo contrario, si los relaves se encuentran completamente saturados son contractivos y licuables. En ese sentido, y tomando como referencia los casos de TDBA presentados en la Tabla N°2 el caso TDBA para ambos modos de falla sería el CASO 1A: relaves licuables con presencia de agua sobrenadante.

5.1.6 Resultado del análisis y estimación de los parámetros de brecha

Dado que ambos modos de falla creíbles son Caso 1A, el proceso de rotura será resultado de la descarga del agua sobrenadante a través del desbordamiento por la cresta de la presa, erosionándola y transportando los relaves erosionados. Estos tipos de roturas son llamados “roturas por erosión” según la CDA.

La Tabla N°21 presenta el resumen de los volúmenes considerados para ambos modos de falla creíbles. Mayor detalle del cálculo de los volúmenes se presenta en el Anexo II.

Tabla N°21: Volúmenes liberados para los modos de falla creíbles

Modos de falla creíbles	Volumen de agua sobrenadante ¹ (Mm ³)	Volumen de relaves erosionados ² (Mm ³)	Volumen de relaves licuados ³ (Mm ³)
MF – 2	0.35	0.19	0.35
MF – 4	0.56	0.31	0.40

Notas:

1. Volumen correspondiente a las condiciones hidrológicas del embalse
2. Volumen calculado con la metodología de Fontaine y Martin (2015)
3. Volumen calculado con el método simplificado del cono de depresión

Fuente: Elaboración propia

En base a los registros de fallas históricas recopilados por Xu & Zhang (2009), utilizaremos los datos que se asemejen al presente caso de estudio, es decir, aquellos con modo de falla por desbordamiento y de mediana a alta erosionabilidad, y luego se sacó el promedio que dio como resultado 0.0087 m/s (ver Anexo IV). Finalmente, se estimará el tiempo de formación de la brecha en base a la tasa de erosión y la altura de brecha relacionadas en la ecuación (5). A continuación, la Tabla N°22 presenta los tiempos de formación de la brecha para cada modo de falla creíble respectivamente.

Tabla N°22: Estimación del tiempo de formación de la brecha en base a registros históricos

Modo de falla creíble	Índice de erosión (m/s)	Altura de la brecha H (m)	Tiempo de formación de brecha t_f (h)
MF – 2 Desbordamiento (Asentamiento de la cresta) Día soleado	0.0087	19	0.60
MF – 4 Desbordamiento (Insuficiente borde libre) Día lluvioso		21	0.67

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, la Tabla N°23 presenta un resumen de los parámetros de brecha para los modos de falla creíbles.

Tabla N°23: Parámetros de brecha para los modos de falla creíbles

Modo de falla creíble	Parámetro de brecha			
	Altura de la brecha (m) ¹	Correlación ²	Ancho medio de brecha (m)	Tiempo de formación de brecha (h) ³
MF – 2 Desbordamiento (Asentamiento de la cresta) Día soleado	19	Von Thun y Gillette (1990)	54	0.60
		Xu y Zhang (2009)	17	
		Valor promedio	34	
MF – 4 Desbordamiento (Insuficiente borde libre) Día lluvioso	21	Von Thun y Gillette (1990)	71	0.67
		Xu y Zhang (2009)	33	
		Valor promedio	44	

Notas:

1. La altura de la brecha se obtiene evaluando la disponibilidad de relave a liberar y con el método simplificado de cono de depresión
2. Los parámetros de brecha se calculan utilizando correlaciones empíricas relacionados a procesos de erosión
3. El tiempo de formación de la brecha se calcula con tasas de erosión presentados por Xu y Zhang (2009)

Fuente: Elaboración propia

Con los parámetros de brecha presentados anteriormente, se procederá a configurar el hidrograma de rotura para los modos de falla creíbles que serán presentados por la a continuación:

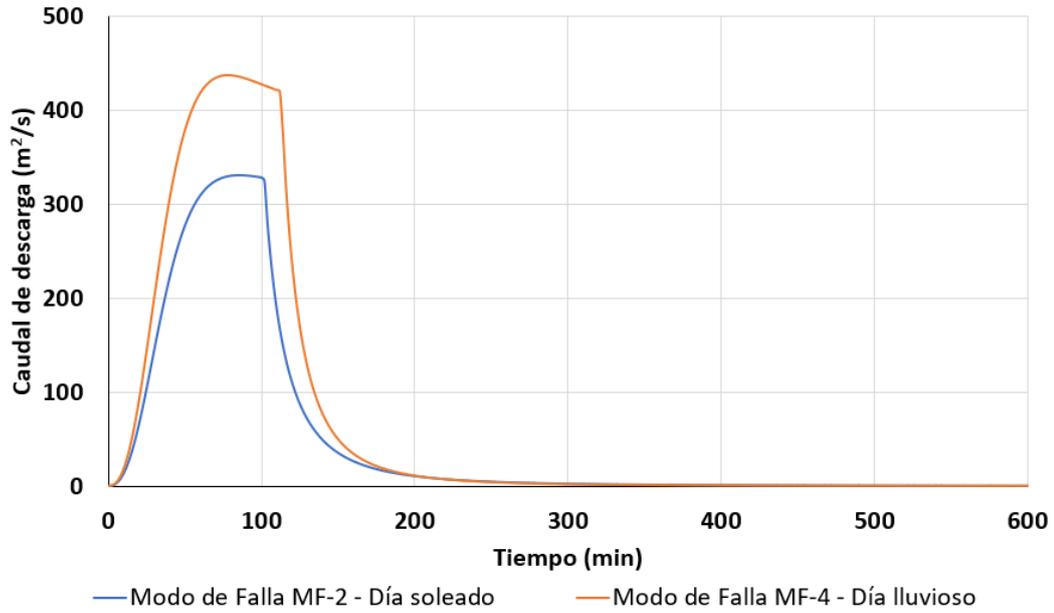


Figura N°27: Hidrograma de rotura para los modos de falla creíbles – metodología TDBA

Fuente: Elaboración propia

5.1.7 Resultados del análisis de movilización (runout analysis)

La Figura N°28 muestra el modelo en HEC – RAS del análisis de rotura de presa de relaves.



Figura N°28: Modelo HEC-RAS de análisis de rotura de presa de relaves

Fuente: Elaboración propia

El proceso I resulta de la descarga del agua sobrenadante con los relaves erosionados (Caso 1A) el cual puede tener hasta una concentración de sólidos del 30% en volumen (o 55% peso) y el proceso II resulta de la descarga de relaves que fluyen debido a la licuación (Caso 1A) con una concentración de sólidos hasta del 55% en volumen (o un 77% en peso). En ese sentido, la Tabla N°24 presenta los volúmenes por proceso con su respectivo contenido de sólidos y comportamiento. Mayor detalle del cálculo se presenta en el Anexo III.

Tabla N°24: Volúmenes liberados, contenido de sólidos y tipo de comportamiento de acuerdo al proceso

Modos de falla creíbles	Proceso - I			Proceso - II		
	Volumen liberado ¹ (Mm ³)	Contenido de sólidos % por peso ²	Comportamiento del flujo ⁴	Volumen liberado (Mm ³)	Contenido de sólidos % por peso ³	Comportamiento del flujo ⁴
MF – 2	0.54	40%	Flujo	0.35	65%	Flujo No - newtoniano
MF – 4	0.87	40%	Newtoniano	0.40	65%	

Notas:

1. Volumen calculado con la metodología de Fontaine y Martin (2015).
2. Contenido de sólidos estimados de acuerdo con la metodología de Fontaine y Martin (2015).
3. Contenido de sólidos estimados con las propiedades del relave y recomendaciones de la metodología del TDBA.
4. Comportamiento establecido de acuerdo con las descripciones realizadas por O'Brein (1986).

Fuente: Elaboración propia

5.1.8 Resultados de la simulación y del análisis de sensibilidad

Los resultados de la simulación de la rotura de presa considerando todos los escenarios contemplados los presenta la Tabla N°25, según el modo de falla creíble y su respectivo escenario de falla.

Tabla N°25: Resultados de la simulación de rotura de presa con metodología
TDBA

Modo de falla creíble	Escenario de falla	Máxima longitud horizontal alcanzada (km)	Máxima profundidad del flujo de relaves (m)	Máxima velocidad del flujo de relaves (m/s)	Área afectada por el flujo de relaves (Ha)
MF – 2	Día soleado – Tr 2 años	Proceso I: 20 km Proceso II: 16km	Proceso I: 6.5 m Proceso II: 2.8 m	Proceso I: 21 m/s Proceso II: 17 m/s	133
MF – 4	Día lluvioso – Tr 100 años	Proceso I: 22 km Proceso II: 17 km	Proceso I: 6.5 m Proceso II: 3.5m	Proceso I: 20 m/s Proceso II: 17 m/s	174
	Día lluvioso – Tr 200 años		Proceso I: 6.0 m Proceso II: 5.0 m	Proceso I: 20 m/s Proceso II: 18 m/s	172
	Día lluvioso – Tr 500 años		Proceso I: 6.0 m Proceso II: 5.0 m	Proceso I: 22 m/s Proceso II: 17 m/s	174

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados mostrados anteriormente, la inundación en día lluvioso tiene un mayor alcance con respecto a la inundación en día soleado. Asimismo, la inundación en día lluvioso presenta mayores áreas de afectación con respecto a la inundación en día soleado.

5.1.9 Mapas de inundación

A continuación, la Figura N°29, Figura N°30, Figura N°31 y la Figura N°32 muestran los resultados de las huellas de inundación de acuerdo a los escenarios de los modos de falla creíbles seleccionados. En las figuras, los resultados debido

al Proceso I se muestran con una huella roja, mientras que los resultados debido al Proceso II se presentan con huellas de diferente color dependiendo de cada escenario. Los mapas de inundación con mayor detalle se encuentran en el Anexo IV.



Figura N°29: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología TDBA
(MF – 2 – Día soleado – 2 años)

Fuente: Elaboración propia



Figura N°30: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología TDBA
(MF – 4 – Día lluvioso – 100 años)

Fuente: Elaboración propia

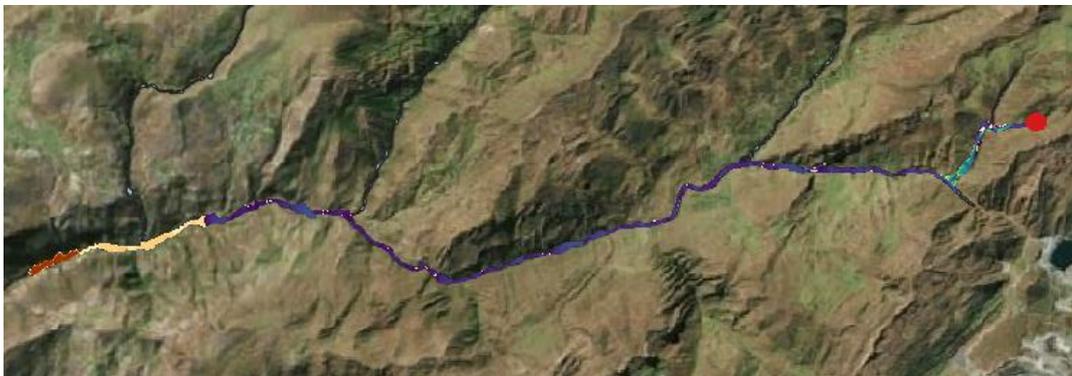


Figura N°31: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología TDBA
(MF – 4 – Día lluvioso – 200 años)

Fuente: Elaboración propia



Figura N°32: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología TDBA
(MF – 4 – Día lluvioso – 500 años)

Fuente: Elaboración propia

5.2 Resultados siguiendo la metodología convencional

5.2.1 Resultados de la recopilación de información

Se utilizará la información recopilada y presentada en la sección 5.1.1 debido a que se trata del mismo objeto de estudio. Asimismo, y si resulta necesario, se asumirán algunos criterios como parte del desarrollo del análisis de rotura de presas.

5.2.2 Resultados de la configuración del hidrograma de rotura

Como se trata del mismo objeto de estudio, se considerarán los mismos modos de falla potenciales y creíbles considerados en el anterior modelamiento (Tabla N°17 y Tabla N°20). Cabe mencionar que utilizar los mismos modos de falla no representa alguna ventaja o desventaja con respecto a los fines del análisis. En ese sentido, se considerarán como modos de falla creíbles los modos de falla MF – 2 y MF – 4. La Tabla N°26 presenta los modos de falla creíbles con la estimación de volumen liberado y parámetros de brecha.

Tabla N°26: Modos de falla creíbles de la presa de relaves y sus parámetros de brecha

Modo de falla creíble	Volumen liberado de relaves (Mm ³)	Parámetro de brecha			
		Altura de la brecha (m)	Correlación	Ancho medio de brecha (m)	Tiempo de formación de brecha (h)
MF – 2 Desbordamiento (Asentamiento de la cresta) Día soleado	Volumen de relaves = 1.15 Volumen de agua = 0.35 Volumen total del flujo = 1.50 Concentración de sólidos en peso = 60%	11	Froehlich (2008)	27	0.59
			Froehlich (2016)	25	0.56
			Von Thun y Gillette (1990)	47	0.42
			Xu y Zhang (2009)	31	0.52
			Valor promedio	33	0.52
MF – 4 Desbordamiento (Insuficiente borde libre) Día lluvioso	Volumen de relaves = 1.15 Volumen de agua = 0.56 Volumen total del flujo = 1.70 Concentración de sólidos en peso = 65%	14	Froehlich (2008)	37	0.50
			Froehlich (2016)	40	0.48
			Von Thun y Gillette (1990)	53	0.46
			Xu y Zhang (2009)	60	0.51
			Valor promedio	48	0.49

Fuente: Elaboración propia

La Figura N°33 muestra los hidrogramas de rotura para que se utilizarán para el modelamiento de la rotura de presa.

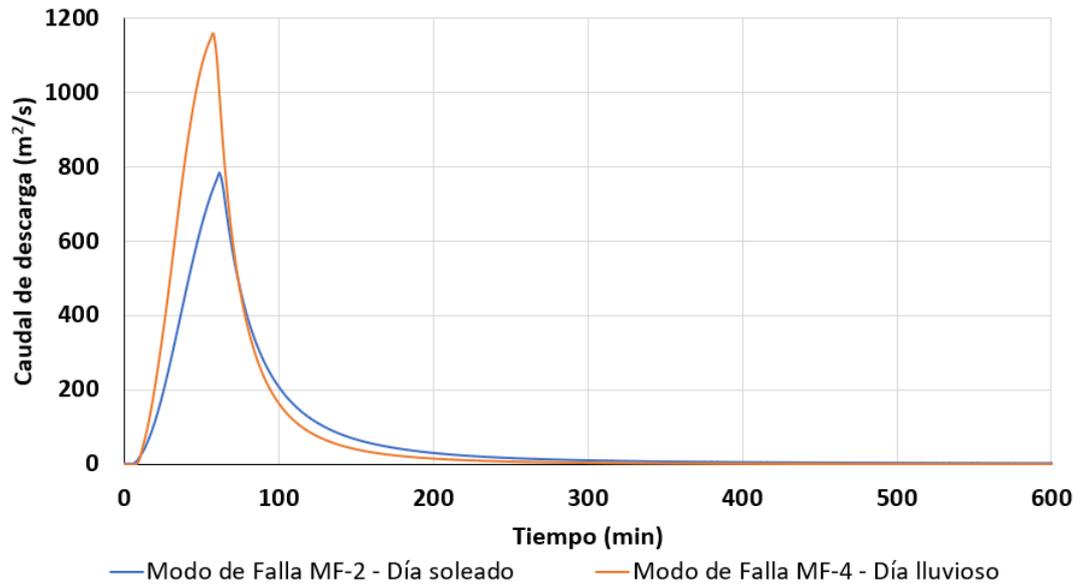


Figura N°33: Hidrogramas de rotura para los modos de falla creíbles – metodología convencional

Fuente: Elaboración propia

5.2.3 Resultados del tránsito de la onda por la quebrada

Para la simulación de los dos modos de falla creíbles seleccionados para la presa de relaves, se considerarán las siguientes condiciones hidrológicas para las quebradas ubicadas aguas debajo de la presa de relaves:

- Para el escenario de día soleado se considerará una inundación producto de un evento de precipitación de 2 años de periodo de retorno debido a que este evento representa un flujo dentro del canal de la quebrada.
- Para el escenario de día lluvioso se considerarán inundaciones producto de un evento de precipitación de 100, 200 y 500 años de periodo de retorno. Esto debido a principalmente a que no se considera creíble que el evento causante de falla se desarrolle en igual magnitud a lo largo de las demás subcuencas aguas abajo. Además, se plantean esos tres eventos para evaluar los diferentes impactos incrementales que resultaría de un evento de rotura de presa de relaves.

Para la caracterización reológica, se utilizarán los valores de los parámetros presentados en la Tabla N°19 para concentraciones de sólidos del 60% y 65% para una falla en escenario día lluvioso y soleado, respectivamente.

5.2.4 Mapas de inundación y datos de salida

Los resultados de la simulación de la rotura de presa los presenta la Tabla N°27, según el modo de falla creíble y su respectivo escenario de falla.

Tabla N°27: Resultados de la simulación de rotura de presa con metodología convencional

Modo de falla creíble	Escenario de falla	Máxima longitud horizontal alcanzada (km)	Máxima profundidad del flujo de relaves (m)	Máxima velocidad del flujo de relaves (m/s)	Área afectada por el flujo de relaves
MF – 2	Día soleado – Tr 2 años	20	23.4	22	130.9
MF – 4	Día lluvioso – Tr 100 años	22	10	28	168.4
	Día lluvioso – Tr 200 años	22	9.3	29	169.9
	Día lluvioso – Tr 500 años	22	8.5	27	172.1

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados mostrados anteriormente, la inundación en día lluvioso tiene un mayor alcance con respecto a la inundación en día soleado. Asimismo, la inundación en día lluvioso presenta mayores áreas de afectación con respecto a la inundación en día soleado. La Figura N°34, Figura N°35, Figura N°36 y Figura N°37 la muestran los resultados de las huellas de inundación de acuerdo a los escenarios de los modos de falla creíbles seleccionados. En estos resultados de simulaciones, solo se presenta la salida de un solo flujo. Los mapas de inundación se encuentran en el Anexo IV.



Figura N°34: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología convencional (MF – 2 – Día soleado – 2 años)

Fuente: Elaboración propia



Figura N°35: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología convencional (MF – 4 – Día lluvioso – 100 años)

Fuente: Elaboración propia



Figura N°36: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología convencional (MF – 4 – Día soleado – 200 años)

Fuente: Elaboración propia



Figura N°37: Resultados del análisis de rotura de presas - Metodología convencional (MF – 4 – Día soleado – 500 años)

Fuente: Elaboración propia

5.3 Resultados del procedimiento comparativo

5.3.1 Comparación y discusión entre resultados de parámetros de brecha

5.3.1.1 Estimación de la sección y tiempo de formación de brecha

Con respecto a los parámetros de brecha utilizados en el análisis de rotura de presa, la Tabla N°28 presenta un resumen de los valores utilizados para ambas metodologías:

Tabla N°28: Parámetros de brecha utilizados según metodologías

Modo de falla creíble	Parámetro de brecha					
	Metodología TDBA			Metodología convencional		
	Altura de brecha	Ancho medio de la brecha	Tiempo de formación de la brecha	Altura de brecha	Ancho medio de la brecha	Tiempo de formación de la brecha
MF – 2 Desbordamiento (Asentamiento de la cresta) Día soleado	19	34	0.85	11	33	0.52
MF – 4 Desbordamiento (Insuficiente borde libre) Día lluvioso	21	44	0.94	14	48	0.49

Fuente: Elaboración propia

Siguiendo la metodología TDBA, la altura de brecha es de 19 m para el MF – 2 y de 21 m para el MF – 4, es decir, la rotura de presa del depósito de relaves no se dará hasta la base (altura total de la presa 70m). Esto se explica a que debido a la disposición final de los relaves tiene una forma similar a la de un cono de depresión (Figura N°18) que engloba el volumen liberado calculado y da como resultado la liberación parcial de relaves almacenados.

Por otro lado, siguiendo la metodología convencional, la altura de la brecha es de 11 m para el MF – 2 y de 14 m para el MF – 4, es decir, la rotura de presa del depósito de relaves siguiendo esta metodología tampoco se dará hasta la base de la presa. Sin embargo, la metodología no explica y/o establece si la disposición final de relaves tendrá una forma similar a la de un cono de depresión. Por lo tanto, la estimación de altura de la brecha se realizará en base a la disponibilidad de relaves a ese nivel.

Con respecto a los tiempos de formación de la brecha, para la metodología de la CDA, se utilizaron tasas de erosión de fallas históricas de presas de relaves documentadas, resultando en valores mayores en magnitud con respecto a los calculados en correlaciones empíricas tal como lo expone metodología convencional. Las utilizations de estos valores se ven reflejados en los hidrogramas de rotura de presa, donde se observa que los caudales picos de descarga para el MF – 2 y MF – 4 son de 331 m³/s y 438 m³/s para la metodología TDBA y de 781 m³/s y 1157 m³/s para la metodología convencional. Esto se explica debido a que, a un mayor tiempo de formación de brecha, resulta en valores pico de descarga menores, tal como lo expone la metodología de la CDA.

5.3.1.2 Estimación de volumen del flujo de relaves liberados

Con respecto al cálculo de los volúmenes de flujo de relaves liberados, la Tabla N°29 presenta un resumen de los valores obtenidos, para ambas metodologías.

Tabla N°29: Volumen del flujo relaves liberados según metodologías

Modo de falla creíble	Volumen liberado (Mm ³)		
	Metodología TDBA		Metodología convencional
	Proceso I	Proceso II	
MF – 2 Desbordamiento (Asentamiento de la cresta) Día soleado	0.54	0.35	1.50
MF – 4 Desbordamiento (Insuficiente borde libre) Día lluvioso	0.87	0.40	1.70

Fuente: Elaboración propia

Con respecto a la información presentada en la Tabla N°29, si bien es cierto que se evidencia que los volúmenes liberados son menores en el caso de la metodología TDBA, existe la particularidad que el Proceso I tendrá un comportamiento Newtoniano y el Proceso II tendrá un comportamiento No – newtoniano; mientras que la metodología convencional solamente establece una sola fase de liberación con comportamiento No – Newtoniano. Entonces, el comportamiento y tipología de cada flujo determinará la extensión de la huella de inundación en su transcurso aguas abajo.

5.3.2 Comparación y discusión entre resultados del análisis de rotura de presa

5.3.2.1 Área de inundación y alcance horizontal

La Tabla N°30 presenta un resumen de las áreas de inundación dependiendo de cada modo de falla creíble y escenario.

Tabla N°30: Resultados de área de inundación según metodologías

Modo de falla creíble	Escenario de falla	Área de inundación		
		Metodología TDBA (ha)	Metodología convencional (ha)	Porcentaje comparativo (%)
MF – 2 Desbordamiento (Asentamiento de la cresta) Día soleado	Día soleado – Tr 2 años	133.1	130.9	1.7
	Día lluvioso – Tr 100 años	174.2	168.4	3.4
MF – 4 Desbordamiento (Insuficiente borde libre) Día lluvioso	Día lluvioso – Tr 200 años	172.5	169.9	1.5
	Día lluvioso – Tr 500 años	174.4	172.1	1.3

Fuente: Elaboración propia

Se observa con respecto a los resultados presentados en la tabla anterior que, en todos los escenarios, la metodología TDBA presenta mayores áreas de inundación con respecto a la metodología convencional.

Por otro lado, la Tabla N°31 presenta un resumen de los alcances horizontales dependiendo de cada modo de falla creíble y escenario.

Tabla N°31: Resultados del alcance horizontal según metodologías

Modo de falla creíble	Escenario de falla	Alcance horizontal (km)		
		Metodología TDBA		Metodología convencional
		Proceso I	Proceso II	
MF – 2 Desbordamiento (Asentamiento de la cresta) Día soleado	Día soleado – Tr 2 años	20	16	20
MF – 4 Desbordamiento (Insuficiente borde libre) Día lluvioso	Día lluvioso – Tr 100 años	22	17	22
	Día lluvioso – Tr 200 años			
	Día lluvioso – Tr 500 años			

Fuente: Elaboración propia

Se observa que para el caso de la metodología TDBA, el Proceso I tiene un mayor alcance horizontal con respecto al Proceso II. Además, el modo de falla creíble en día soleado tiene un menor alcance con respecto al modo de falla creíble en día lluvioso. Lo mismo sucede con la metodología convencional, con la diferencia que solo se concibe una sola fase en esta metodología. Finalmente, se observa que en ambos modos de falla creíbles utilizando ambas metodologías tienen un alcance máximo de 20km y 22 km para escenarios de día soleado y día lluvioso, respectivamente, debido a las condiciones topográficas de la zona las cuales restringen a que el flujo se siga desplazando.

5.3.2.2 Profundidad y velocidad máxima alcanzada por el flujo

Finalmente, la Tabla N°32 y Tabla N°33 presentan una comparación con los resultados de profundidades de inundación y velocidades máximas, respectivamente.

Tabla N°32: Resultados de profundidades máximas de inundación según metodologías

Modo de falla creíble	Escenario de falla	Profundidad máxima (m)		
		Metodología TDBA		Metodología convencional
		Proceso I	Proceso II	
MF – 2 Desbordamiento (Asentamiento de la cresta) Día soleado	Día soleado – Tr 2 años	6.5	2.8	23.4
MF – 4 Desbordamiento (Insuficiente borde libre) Día lluvioso	Día lluvioso – Tr 100 años	6.5	3.5	10
	Día lluvioso – Tr 200 años	6.0	5.0	9.3
	Día lluvioso – Tr 500 años	6.0	5.0	8.5

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°33: Resultados de velocidades máximas de inundación según metodologías

Modo de falla creíble	Escenario de falla	Velocidad máxima (m/s)		
		Metodología TDBA		Metodología convencional
		Proceso I	Proceso II	
MF – 2 Desbordamiento (Asentamiento de la cresta) Día soleado	Día soleado – Tr 2 años	21	17	22
MF – 4 Desbordamiento (Insuficiente borde libre) Día lluvioso	Día lluvioso – Tr 100 años	20	17	28
	Día lluvioso – Tr 200 años	20	18	29
	Día lluvioso – Tr 500 años	22	17	27

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, desde la Figura N°38 hasta la Figura N°41 se muestra la variación cuantitativa de la velocidad de los flujos con a lo largo de todo su recorrido en conjunto con el perfil longitudinal del lecho a lo largo del tramo, donde se señala la ubicación de las velocidades máximas registradas, la velocidad límite de 1 m/s (línea roja) y la tendencia del flujo a detenerse.

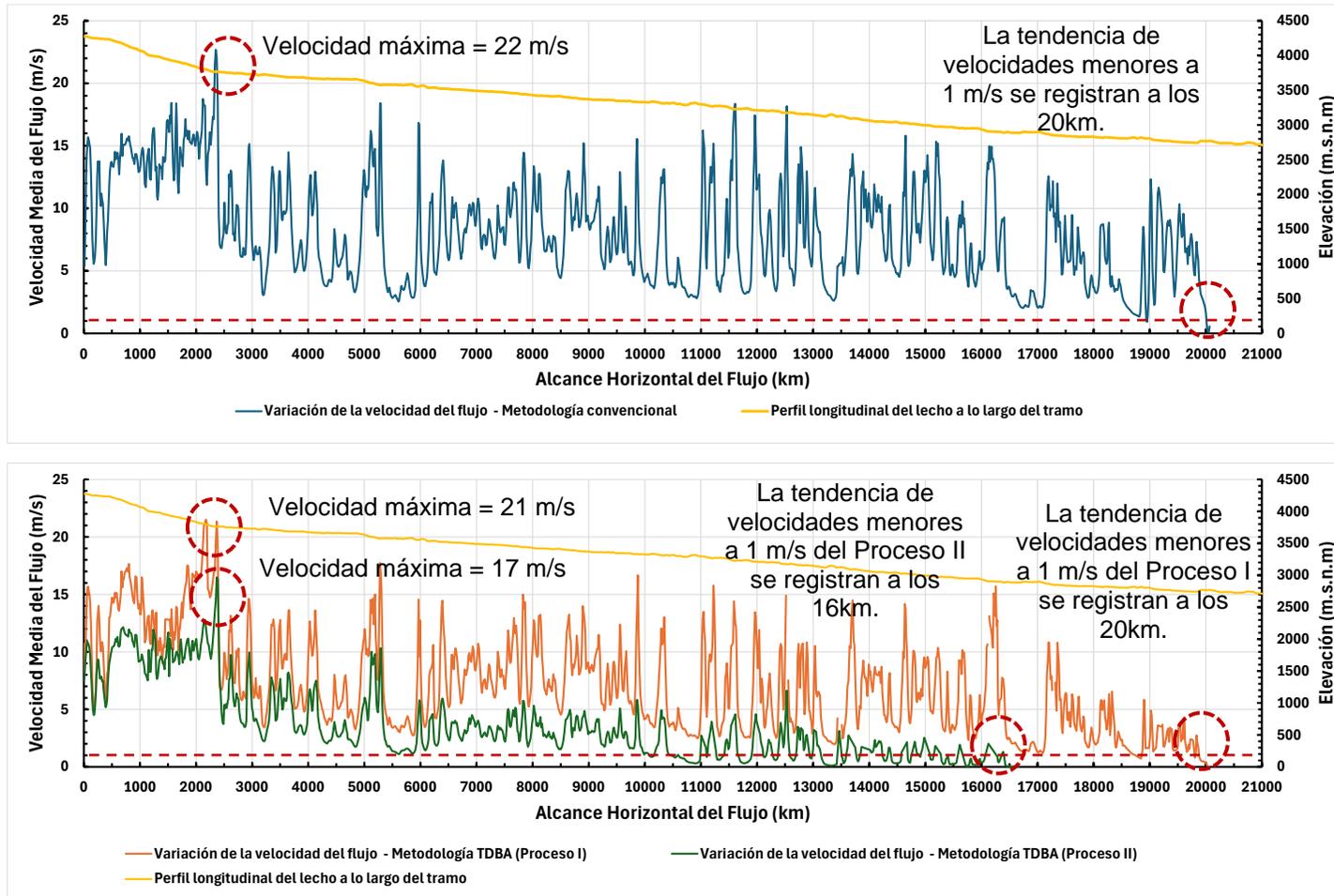


Figura N°38: Variación cuantitativa de la velocidad del flujo (MF – 2 – Día soleado – 2 años)

Fuente: Elaboración propia

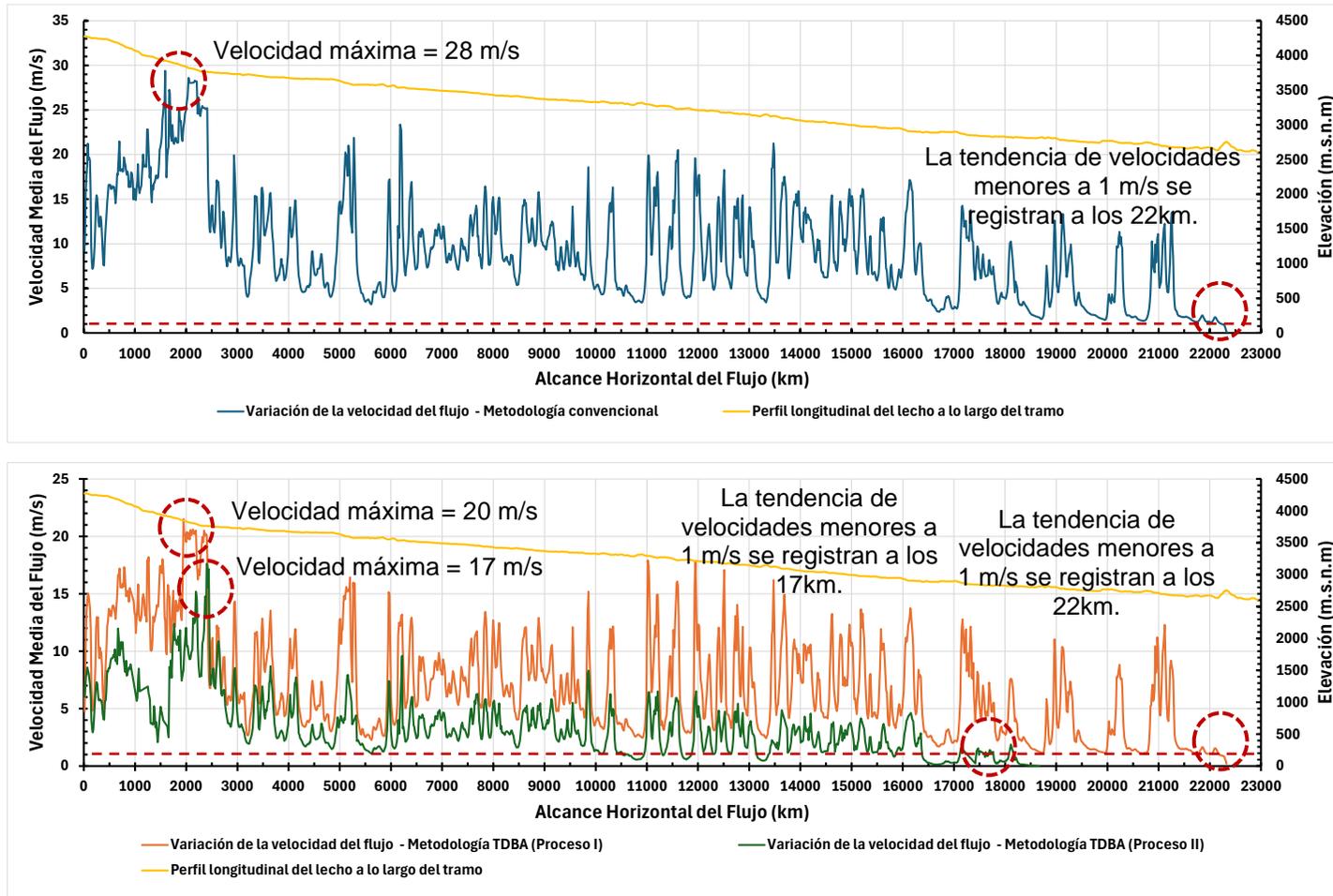


Figura N°39: Variación cuantitativa de la velocidad del flujo (MF – 4 – Día lluvioso – 100 años)

Fuente: Elaboración propia

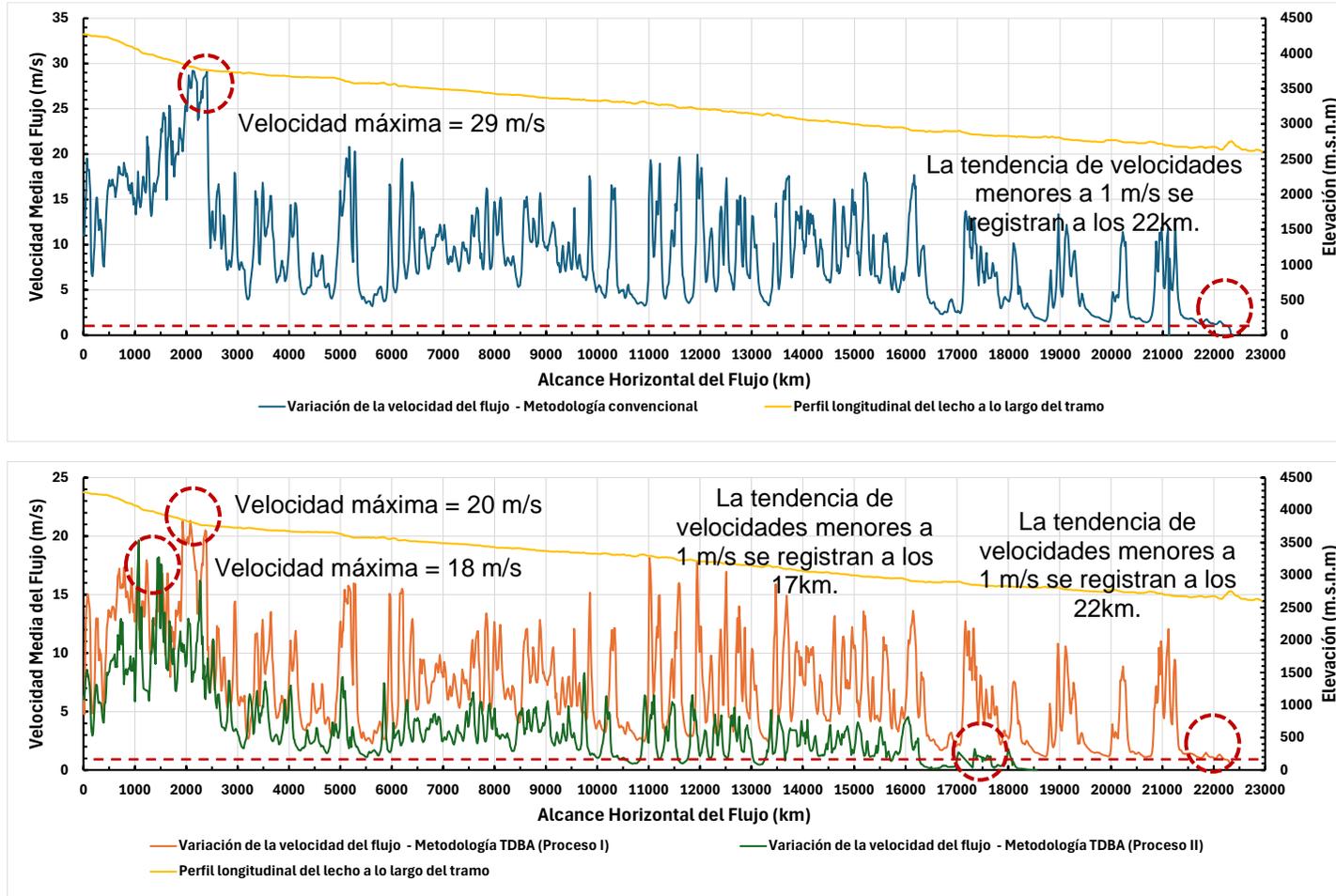


Figura N°40: Variación cuantitativa de la velocidad del flujo (MF – 4 – Día lluvioso – 200 años)

Fuente: Elaboración propia

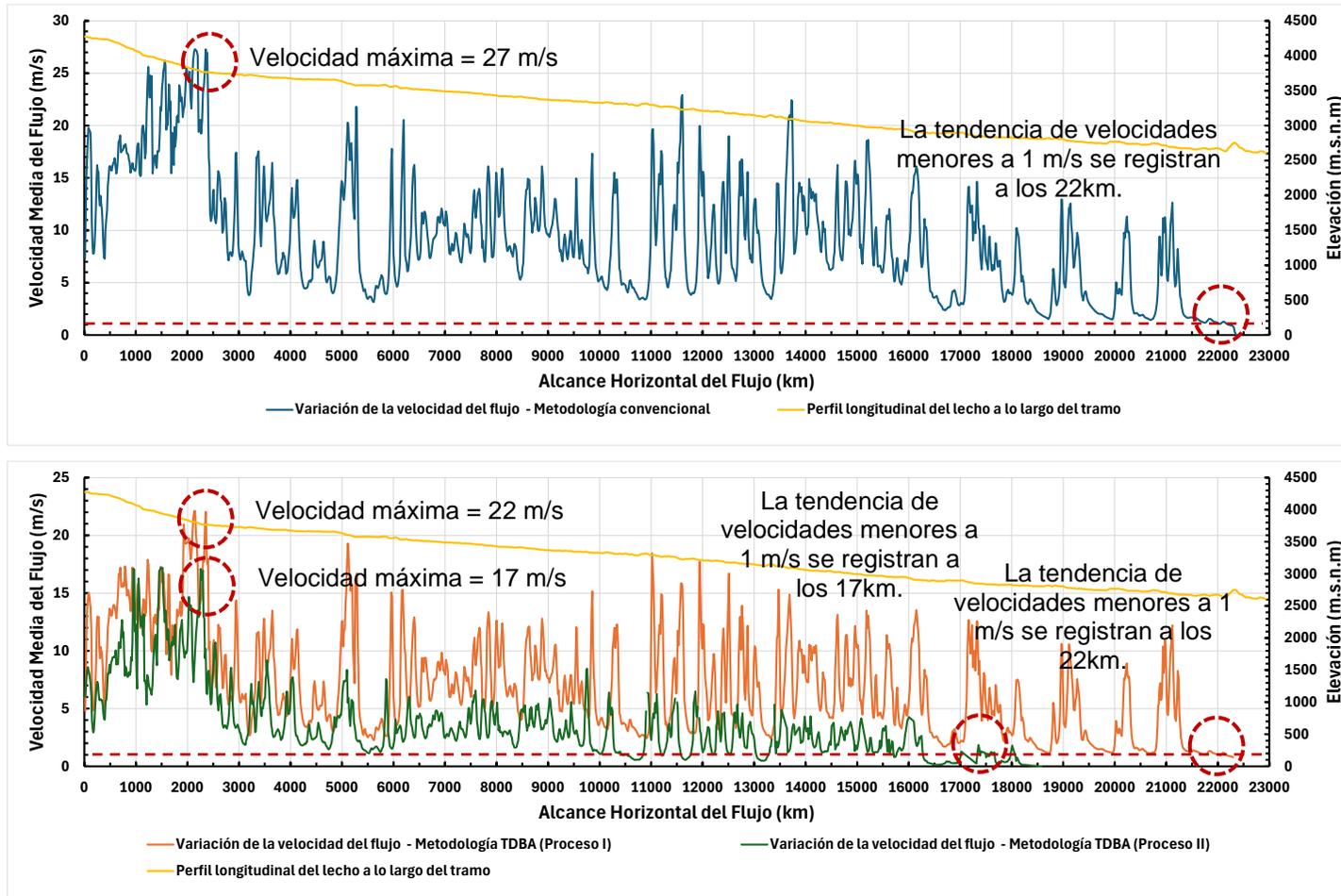


Figura N°41: Variación cuantitativa de la velocidad del flujo (MF – 4 – Día lluvioso – 500 años)

Fuente: Elaboración propia

Se observa que las velocidades máximas se presentan en la parte inicial del tránsito del flujo (aproximadamente en la progresiva 2+000 km), esto debido a la pendiente moderadamente escarpada de la zona (aproximadamente 20% según la información topográfica utilizada en el modelamiento) lo que condiciona su magnitud en conjunto con el tipo de comportamiento del flujo. Asimismo, de acuerdo con la información de las figuras, se logra identificar la tendencia del flujo a detenerse, lo cual queda evidenciada a su vez con la tendencia de las velocidades del flujo menores a 1 m/s que a su vez está condicionada con la superficie topográfica del lecho del tramo. Mayor detalle con respecto a esto en los mapas de inundación presentados en el Anexo V.

Conclusiones

Se realizaron simulaciones de roturas de presa siguiendo dos metodologías: Metodología de la CDA y metodología convencional, con el objetivo de evaluar la confiabilidad de la primera metodología. En ese sentido, como se presenta en la Tabla N°30 y Tabla N°31, se obtuvieron mayores áreas de afectación y mayor alcance horizontal utilizando la metodología de la CDA, por lo que se comprueba la hipótesis general.

La aplicación de la metodología de la CDA logró ejecutarse satisfactoriamente en un caso de estudio en el Perú, debido principalmente por el nivel de detalle y claridad con la que se expone en el boletín técnico. Asimismo, se ofrece un diagrama de flujo esquemático donde se detallan los 11 pasos a seguir para la adecuada ejecución del análisis.

En base a la información disponible, las características de la presa de relaves y las características hidrológicas, se determinó que los modos de falla creíbles MF – 2 y MF – 4 dentro del análisis de rotura de presa del caso de estudio fueran del tipo desbordamiento. Cabe mencionar que la selección de los modos de falla creíbles fue resultado de una evaluación cualitativa en base a su grado de criticidad y ocurrencia.

Las huellas de inundación obtenidas como resultado del análisis dan como resultado que se ve afectada una parte del centro poblado Ayash, así como también casas dispersas que se encuentran ubicadas a lo largo del curso aguas abajo del depósito de relaves.

La metodología de la CDA establece que el flujo de relave será liberado en dos fases: Proceso I y Proceso II, siendo este enfoque una representación más acertada de cómo se daría la liberación de relaves con respecto a la metodología convencional que solamente establece una fase.

La presencia de agua sobrenadante al momento de la rotura de la presa de relaves toma un rol fundamental al momento de la estimación de volúmenes liberados, así como también en la estimación del tipo de comportamiento del flujo en base al contenido de sólidos.

La rotura de presa de relaves en base a los enfoques mencionados anteriormente, no se dan hasta la base, como se explicó anteriormente. Esto debido a que la altura de la brecha debe estar en concordancia con el volumen liberado estimado. Una rotura hasta la base indica que podría liberarse la totalidad de relaves, situación que no siempre resulta adecuada y creíble.

El contenido de sólidos tiene un rol importante dentro de todo el análisis de rotura de presas, ya que condiciona el tipo de flujo liberado, lo que se traduce en que tiene influencia en la estimación de áreas de inundación, alcance horizontal, profundidades y velocidades de inundación.

Recomendaciones

A continuación, presentaremos las siguientes recomendaciones que surgieron a lo largo del desarrollo de la investigación:

Se recomienda realizar un análisis de rotura de presa a un depósito de relaves existente con el objetivo de contar con una mayor disponibilidad de información y reducir el riesgo de incertidumbre producto de los criterios tomados en cuenta.

Se recomienda aplicar la metodología TDBA de la CDA para presas de gran tamaño (120 m a más de altura) con el objetivo de evaluar su confiabilidad en estos casos donde el riesgo de rotura se hace más preponderante y la evaluación de impactos aguas abajo sería de gran importancia.

Se recomienda comparar la metodología TDBA de la CDA con otras metodologías que aparezcan con el objetivo de seguir evaluando la confiabilidad de estas. Actualmente se sigue trabajando en el tema de seguridad de presas, lo que resultaría en nuevas actualizaciones o nuevos enfoques encontrados y/o desarrollados.

Se recomienda seguir la metodología TDBA de la CDA según lo que expone en su boletín técnico. La utilización de otros estándares u otros criterios de metodologías o entidades en análisis de rotura de presas pueden que no se encuentren en línea con lo que expone la CDA, lo que dificultaría y/o generaría confusión en el desarrollo del análisis de rotura de presas.

Se recomienda utilizar un levantamiento topográfico de la zona a mayor resolución, con el objetivo de tener una mejor representación aguas debajo de la zona de estudio, o cualquier zona de estudio en particular. Levantamiento topográfico de mayor resolución representa mayores costos, por lo que resultaría necesario el apoyo de entidades.

Referencias bibliográficas

- Autoridad Nacional del Agua. (2019, septiembre). *Reglamento de seguridad de presas públicas de embalse de agua*. Repositorio ANA. <https://hdl.handle.net/20.500.12543/3902>
- Antamina. (2024, enero 24). Realizamos trabajos de limpieza en el río Ayapuno, Huari. <https://www.antamina.com/noticias/coordinan-trabajos-limpieza-rio-ayapuno/>
- Arcement, G., & Schneider, V. (1989). *Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains*. U.S. Geological Survey.
- Asencios, H., Millán, C., Rojas, E., & Breña, J. C. (2020). *Caracterización del peligro por movimientos en masa debido a lluvias extremas en las quebradas Santo Domingo y Cantuta - Informe final*. SENAMHI. <https://repositorio.senamhi.gob.pe/handle/20.500.12542/476>
- Alaska Satellite Facility. (2019, marzo 8). ALOS PALSAR - About. <https://asf.alaska.edu/data-sets/sar-data-sets/alos-palsar/alos-palsar-about/>
- Campos Aranda, D. F. (1984). *Procesos del ciclo hidrológico*. San Luis Potosí. <https://books.google.es/books?id=tkUYqd0Aac8C&pg=PA1>
- Castillo Vargas, L., & Castillo Vargas, I. (2019, noviembre 14). *Generación de mapas de peligro producido por la simulación del vertido de relaves de la rotura de presa N°4 en el distrito de Carmen de Atrato en el departamento de Chocó - Colombia* [Tesis de licenciatura, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio Académico UPC. <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/652388>
- Canadian Dam Association. (2007). *Dam safety guidelines* (2013 ed.).
- Canadian Dam Association. (2014). *Application of dam safety guidelines to mining dams* (2019 ed.).
- Canadian Dam Association. (2021). *Tailings dam breach analysis*.
- Chávez Soto, M. Á., & Matios Ríos, F. (2021). *Análisis del riesgo ante la ruptura de la presa de relaves Antamina distrito de San Marcos Ancash* [Tesis de licenciatura, Universidad Ricardo Palma]. Repositorio Institucional URP. <https://repositorio.urp.edu.pe/handle/20.500.14138/4747>
- Chen, H., Chin, B., & Friedel, R. (2019). Dam breach tailings runout modelling for inactive/closed tailings storage facility. *CDA 2019 Annual Conference*. Calgary. <https://klohn.com/technical-papers/dam-breach-tailings-runout-modelling-for-inactive-closed-tailings-storage-facility/>
- Chow, V., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*. McGraw Hill. <https://ds.amu.edu.et/xmlui/handle/123456789/17245>
- Consulta ciudadana de proyectos. (s. f.). Recuperado el 21 de octubre de 2023, de Gob.pe: <https://consultaciudadana.senace.gob.pe/#/estudio/descargas>
- De La Cruz Fernández, S. E. (2017, marzo). *Evaluación del fallo de presas de relaves con el método del árbol de fallos* [Trabajo de fin de máster, Universidad Politécnica de Madrid]. Archivo Digital UPM. https://oa.upm.es/46944/1/TFM_Sonny_Cruz_Fernandez.pdf
- Durán Ruiz, J. P., & Osuna Manaure, O. J. (2020, noviembre). *Evaluación de los riesgos asociados a la falla por tubificación de la Presa de Tierra Derecha del Proyecto Tocomá* [Tesis de grado, Universidad Católica Andrés Bello].

- Biblioteca Central - UCAB Guayana. <http://catalogo-gy.ucab.edu.ve/documentos/tesis/36189.pdf>
- Fontaine, D., & Martin, V. (2015). Tailings mobilization estimates for dam breach studies. *Tailings and Mine Waste 2015*, 1–14. Vancouver. <https://open.library.ubc.ca/media/stream/pdf/59368/1.0320849/5>
- Froehlich, D. C. (2008). Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(12), 1708–1721. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:12\(1708\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1708))
- Froehlich, D. C. (2016). Empirical model of embankment dam breaching. *The International Conference on Fluvial Hydraulics*, 1–8. Saint Louis. https://www.researchgate.net/publication/311507543_Empirical_model_of_embankment_dam_breaching
- Herrera, H. P. (2010). Desastre ecológico y ambiental en Huancavelica. *Investigaciones Sociales*, 14, 321–338. https://sisbib.unmsm.edu.pe/bibvirtualdata/publicaciones/inv_sociales/n25_2010/pdf/a15.pdf
- Hershfield, D. M. (1961). *Rainfall frequency atlas of the United States*. Technical Paper No. 40, 1–61.
- Huamán Aguilar, M. (2021, julio 9). Consideraciones para el análisis de roturas de presas de relaves. *Rumbo Minero*. <https://www.rumbominero.com/peru/noticias/actualidad-empresarial/consideraciones-para-el-analisis-de-rotura-de-presas-de-relaves/>
- Huamán Aguilar, M., & Valdivia Llanca, V. (2016). Consideraciones hidráulicas para el análisis de roturas de presas de relaves. *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Lima. <http://www.investigacionesyproyectoshidraulicos.com/web/Material%20Cientifico/Articulos/Mas%20de%201000%20Articulos/336.pdf>
- International Council on Mining and Metals (ICMM). (2020, agosto 5). *Estándar industrial global sobre la gestión de relaves*. <https://www.icmm.com/en-gb/our-principles/tailings/global-industry-standard-on-tailings-management>
- International Commission on Large Dams (ICOLD). (2001). *Tailings dams: Risk of dangerous occurrences - Lessons learnt from practical experiences*.
- Incháustegui Pérez, C. M., & Floy sand, A. (2010). Conexiones entre inversión foránea directa, acceso a recursos naturales y desarrollo local en un área minera: El caso de Antamina, Ancash. *Espacio y Desarrollo*, 22, 5–23. <https://revistas.pucp.edu.pe/index.php/espacioydesarrollo/article/view/5349>
- Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI). (2017). *Plataforma digital única del estado peruano*. https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1541/cuadros/dpto02.xlsx
- Klohn Crippen Berger (KCB). (2017, octubre). *Study of Tailings Management Technologies*. http://mend-nedem.org/wp-content/uploads/2.50.1Tailings_Management_TechnologiesL.pdf

- Kulkarni, S. R., Ukarande, S. K., & Jagtap, S. A. (2016). *Dam break analysis - A case of study. International Journal of Engineering Research*, 5(1), 207-209. <https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/47841999/49-libre.pdf>
- Llano-Serna, M., Williams, D., & Marc, R. (2017). *Analysis of tailings dam-break and run-out. 4th International Seminar on Tailings Management*. Santiago de Chile. https://www.researchgate.net/publication/318528649_Analysis_of_Tailings_Dam-Break_and_Run-Out
- López Bonilla, J. M. (2014, abril). *Diseño hidráulico de un sistema gravimétrico para relaves mineros con un caudal de 202 m³/h y 220 m de desnivel*. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.1273.6404>
- Martin, V., Fontaine, D., & Cathcart, J. (2015). *Challenges with conducting tailings dam breach studies. Tailings and Mine Waste 2015*. Vancouver. <https://open.library.ubc.ca/media/download/pdf/59368/1.0320883/5>
- Miller, J. F., Frederick, R. H., & Tracey, R. J. (1973). *Precipitation-frequency atlas of the western United States* (Vol. 3). Colorado. <https://repository.library.noaa.gov/view/noaa/22624>
- Municipalidad San Pedro de Chaná. (2023). *Plan de prevención y reducción de riesgo de desastres del distrito San Pedro de Chaná - Provincia de Huari - Región Ancash 2023 - 2030*.
- O'Brien, J. S. (1986). *Physical Processes, Rheology and Modeling of Mud Flows*. ProQuest. <https://www.proquest.com/openview/58bc6d365945822b16be6ddfaa24bfe4>
- Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental. (2015). *Informe N°248-2015-OEFA/DE-SDCA*.
- Olaya, V. (2014). *Sistemas de Información Geográfica*.
- Oldecop, L., & Rodríguez, R. (2007). *Mecanismos de fallas de presas de residuos mineros. Revista digital del CEDEX*, 148(181), 181-189. https://hispagua.cedex.es/sites/default/files/hispagua_articulo/Ingcivil/2007_148_181.pdf
- Organización Meteorológica Mundial. (2011). *Guía de prácticas hidrológicas* (6.^a ed., Vol. 2). Ginebra, Suiza. https://whycos.org/files/chy/guide/168_vol_ii_es.pdf
- Ontario Ministry of Natural Resources. (2011, agosto). *Classification and inflow design flood criteria*. Ontario. <https://www.ontario.ca/page/classification-and-inflow-design-flood-criteria>
- Pérez Rodríguez, C. A., Palacios García, Y. M., & Herrera Estrada, J. C. (2022). *Ánalisis de precipitaciones para modelo predictivo de lluvias en Zipaquirá, Cundinamarca. Revista Universidad y Sociedad*, 14(2), 266-272.
- Presidencia del Consejo de Ministros. (s. f.). *Geo Perú*. Recuperado el 21 de octubre de 2023, de <https://visor.geoperu.gob.pe/>
- Quisca Astocahuana, S. (2016). *Modelamiento numérico 3D de rotura de presas de relaves. XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Lima. <http://investigacionesyproyectoshidraulicos.com/web/Material%20Cientifico/Articulos/Mas%20de%201000%20Articulos/1045.pdf>

- Rico, M., Benito, G., & Díez-Herrero, A. (2008). *Floods from tailings dam failures. Journal of Hazardous Materials*, 154(1-3), 79-87.
<https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2007.09.110>
- Robertson, P., De Melo, L., Williams, D., & Ward Wilson, G. (2019). *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijao Dam I.*
<https://www.resolutionmineeis.us/sites/default/files/references/robertson-et-al-2019.pdf>
- SERNAGEOMIN. (2007, diciembre 31). *Guía técnica de operación y control de depósitos de relaves.* <https://www.sernageomin.cl/wp-content/uploads/2018/12/GuiaTecOperacionDepRelaves.pdf>
- Szymanski, M. B., & Davies, M. P. (2004). *Design criteria and safety evaluations at closure. Proceedings of the BC Mine Reclamation Symposium* (pp. 1-12). Cranbrook.
<https://citeseerx.ist.psu.edu/document?repid=rep1&type=pdf&doi=9c63132dd3710b98e0b7b958678b99f390d60a66>
- Villacaqui Gamarra, E. J. (2015). *Evaluación de la fertilidad de los suelos en la comunidad campesina de Santa Cruz de Pichú en los distritos de Chana y Huachis - provincia de Huari.* Repositorio Institucional UNASAM:
<https://repositorio.unasam.edu.pe/handle/UNASAM/1088>
- Von Thun, J. L., & Gillette, D. R. (1990). *Guidance on breach parameters.* U.S. Bureau of Reclamation.
- Wahl, T. L. (2010). Dam breach modelling - an overview of analysis methods. *Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling.* Las Vegas.
https://acwi.gov/sos/pubs/2ndJFIC/Contents/8A_Wahl_04_16_10_paper.pdf
- Walder, J. S., & O'Connor, J. E. (1997). Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams. *Water resources research*, 33(10), 2337-2348.
<https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1029/97WR01616>
- Xu, Y., & Zhang, L. M. (2009). Breaching parameters for earth and rockfill dams. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(12), 1957-1970.
https://www.academia.edu/40115496/Breaching_Parameters_for_Earth_and_Rockfill_Dams
- Zheng, X., Wei, Y., Xu, K., & An, H. (2016). Risk assessment of tailings dam break due to overtopping. En *EJGE* (Vol. 21, págs. 1641-1649).

Anexos

ANEXO A: Registros de precipitaciones máximas en 24 horas y cálculo de precipitaciones máximas a diferentes periodos de retorno y la PMP.....	122
ANEXO B: Salidas de la estimación de volumen EDF e IDF.....	135
ANEXO C: Cálculo de volúmenes liberados con la metodología TDBA de la CDA.....	137
ANEXO D: Registros de resultados de fallas históricas según Xu y Zhang (2009).....	140
ANEXO E: Mapas de inundación del modelamiento de roturas de presas según las metodologías analizadas.....	145

ANEXO A: Registros de precipitaciones máximas en 24 horas y cálculo de precipitaciones máximas a diferentes periodos de retorno y la PMP

Tabla A.1: Registros de precipitaciones máximas en 24 horas

Año	Precipitación máxima en 24 horas
2001	29.3
2002	32.0
2003	23.7
2004	22.9
2005	27.7
2006	13.8
2007	27.5
2008	27.5
2009	22.2
2010	29.0
2011	38.5
2012	29.6
2013	24.9
2014	33.8
2015	29.4
2016	24.4
2017	26.1
2018	20.7
2019	30.6

Fuente: SENACE, s/f

Tabla A.2: Análisis de datos dudosos

Año	Precipitación máxima 24 - h	Precipitación máxima 24 - h corregido	Log (P24h)	Alto	Bajo
2001	29.3	33.11	1.520	Valido	Valido
2002	32.0	36.16	1.558	Valido	Valido
2003	23.7	26.78	1.428	Valido	Valido
2004	22.9	25.88	1.413	Valido	Valido
2005	27.7	31.30	1.496	Valido	Valido
2006	13.8	15.59	1.193	Valido	CORREGIR
2007	27.5	31.08	1.492	Valido	Valido

Año	Precipitación máxima 24 - h	Precipitación máxima 24 - h corregido	Log (P24h)	Alto	Bajo
2008	27.5	31.08	1.492	Valido	Valido
2009	22.2	25.09	1.399	Valido	Valido
2010	29.0	32.77	1.515	Valido	Valido
2011	38.5	43.51	1.639	Valido	Valido
2012	29.6	33.45	1.524	Valido	Valido
2013	24.9	28.14	1.449	Valido	Valido
2014	33.8	38.19	1.582	Valido	Valido
2015	29.4	33.22	1.521	Valido	Valido
2016	24.4	27.57	1.440	Valido	Valido
2017	26.1	29.49	1.470	Valido	Valido
2018	20.7	23.39	1.369	Valido	Valido
2019	30.6	34.58	1.539	Valido	Valido

Fuente: Elaboración propia

Tabla A.3: Análisis de datos dudosos

Variables estadísticas		
Suma de valores de la serie	580.368	28.041
Máximo valor de la serie	43.505	1.639
Mínimo valor de la serie	15.594	1.193
Media de valores de la serie	30.546	1.476
Desviación estándar de los valores de la serie	6.049	0.095
Varianza de los valores de la serie	36.596	0.009
Coficiente de Variación	0.198	0.064
Coficiente de Sesgo	-0.317	-1.301
Coficiente K_n		
Número de datos	19	
K_n	2.361	
Precipitación máxima aceptada		
$X_{m\acute{a}x}$	1.70	
Valor de precipitación máxima aceptada	50.17	
Precipitación mínima aceptada		
$X_{m\acute{i}n}$	1.25	
Valor de precipitación mínima aceptada	17.83	

Fuente: Elaboración propia

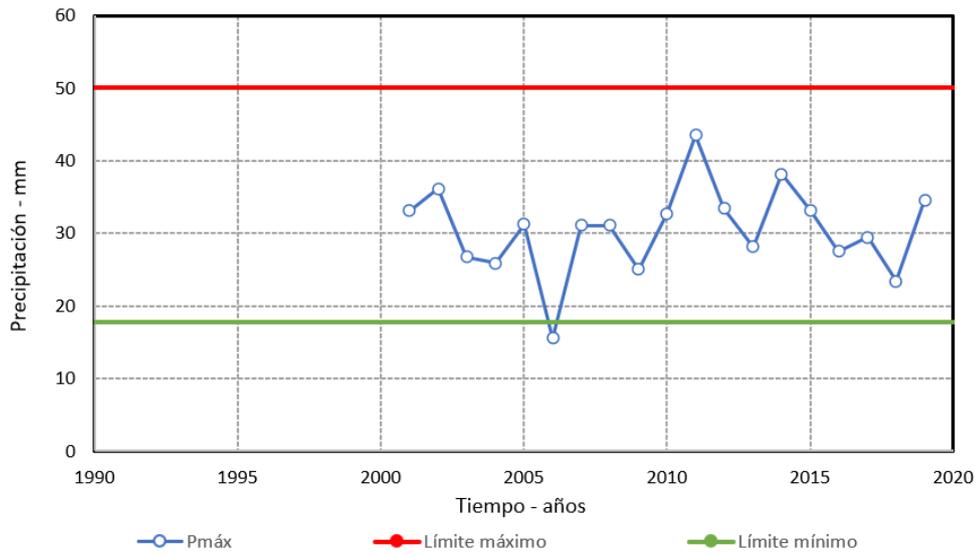


Figura A.1: Análisis de datos dudosos

Fuente: Elaboración propia

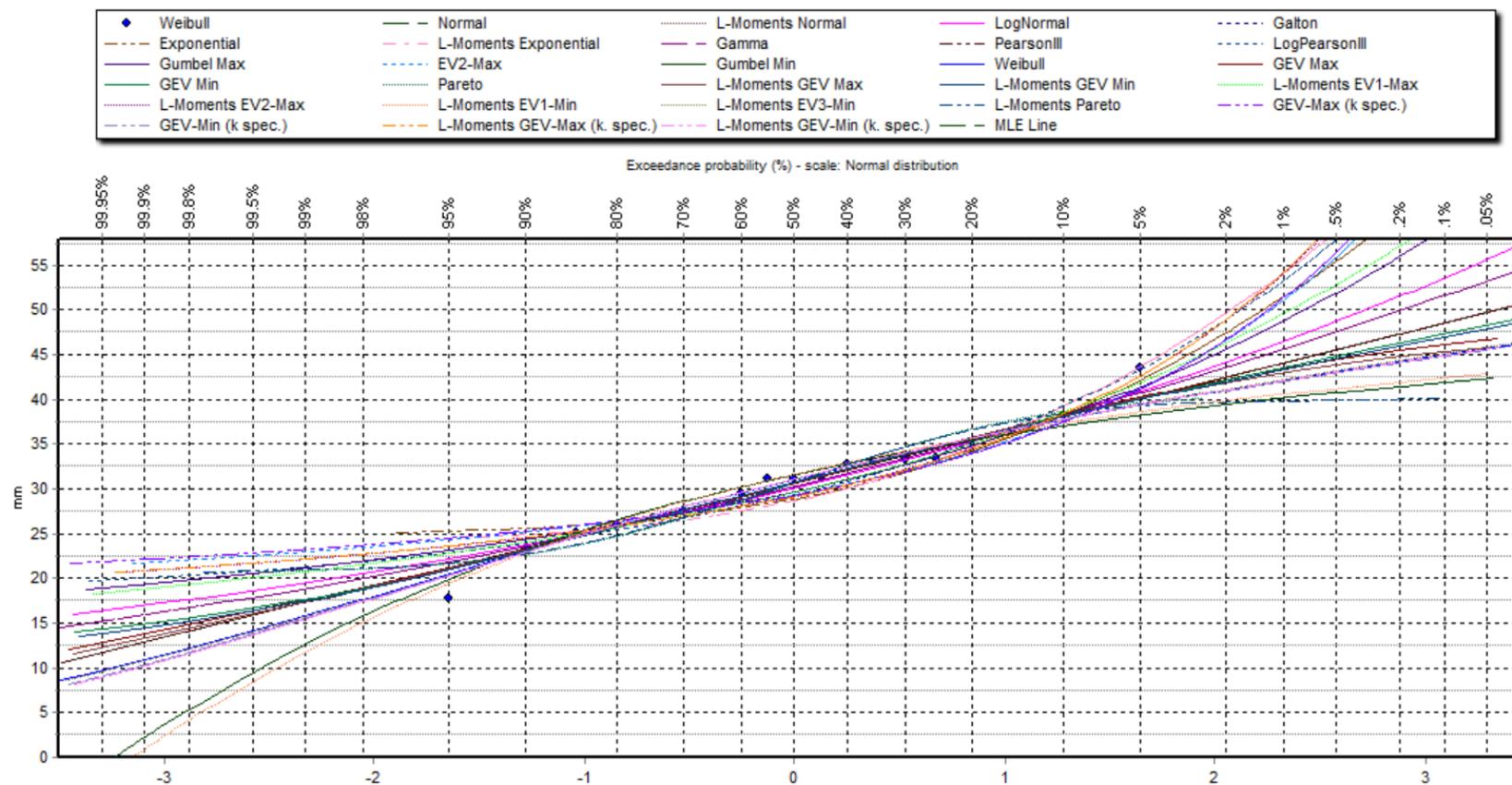


Figura A.2: Funciones estadísticas de ajuste y registros de precipitación máxima en 24 horas

Fuente: Elaboración propia

Tabla A.3: Funciones estadísticas de ajuste y criterio de validación Kolgomorov - Smirnov

Funciones estadísticas de ajuste	Periodos de retorno T_r (años)										Criterio Kolgomorov – Smirnov
	2	5	10	20	25	50	100	200	500	1000	
GEV-Min	30.7	35.6	38.1	40.1	40.6	42.2	43.6	44.8	46.3	47.3	0.0736
GEV-Max (L-Moments)	30.7	35.7	38.2	40.0	40.5	41.9	43.0	43.9	44.8	45.3	0.0738
GEV-Min (L-Moments)	30.8	35.6	38.0	39.9	40.5	42.0	43.4	44.5	46.0	46.9	0.0740
Normal (L-Moments)	30.7	35.5	38.1	40.2	40.8	42.5	44.1	45.5	47.3	48.5	0.0787
Normal	30.7	35.5	38.0	40.1	40.7	42.5	44.1	45.5	47.2	48.5	0.0788
Pearson III	30.7	35.5	38.0	40.1	40.7	42.5	44.1	45.5	47.2	48.5	0.0788
GEV-Max	30.6	35.7	38.2	40.2	40.8	42.3	43.5	44.5	45.5	46.1	0.0793
EV3-Min (Weibull)	31.1	35.6	37.7	39.3	39.8	41.0	42.1	43.1	44.2	45.0	0.0856
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	31.1	35.6	37.8	39.4	39.9	41.2	42.3	43.2	44.4	45.1	0.0872
GEV-Min (kappa specified)	31.1	35.6	37.7	39.3	39.7	41.0	42.1	43.0	44.1	44.8	0.0877
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	31.1	35.6	37.7	39.4	39.8	41.1	42.1	43.1	44.2	44.9	0.0890
EV1-Min (Gumbel)	31.6	35.4	37.0	38.2	38.5	39.4	40.1	40.7	41.5	41.9	0.1020
Gamma	30.3	35.4	38.2	40.7	41.4	43.6	45.6	47.5	49.9	51.6	0.1035
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	31.7	35.6	37.3	38.5	38.9	39.8	40.6	41.2	42.0	42.5	0.1121
LogNormal	30.1	35.2	38.3	40.9	41.7	44.2	46.5	48.7	51.5	53.6	0.1157
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	29.7	35.0	38.5	41.9	43.0	46.3	49.6	52.8	57.1	60.4	0.1482
EV1-Max (Gumbel)	29.7	34.8	38.2	41.4	42.4	45.6	48.7	51.9	56.0	59.1	0.1494
Log Pearson III	29.4	35.2	39.2	43.3	44.7	48.9	53.2	57.8	64.2	69.4	0.1618
EV2-Max	29.4	34.1	37.6	41.3	42.5	46.6	51.0	55.9	63.0	68.9	0.1867
Pareto	30.7	36.7	38.6	39.6	39.8	40.1	40.3	40.4	40.5	40.5	0.1877
EV2-Max (L-Moments)	29.2	34.4	38.4	42.6	44.1	48.8	54.1	59.8	68.4	75.6	0.1877
Pareto (L-Moments)	30.8	36.5	38.4	39.2	39.4	39.7	39.9	40.0	40.0	40.0	0.1880

Funciones estadísticas de ajuste	Periodos de retorno T_r (años)										Criterio Kolgomorov – Smirnov
	2	5	10	20	25	50	100	200	500	1000	
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	29.2	34.4	38.4	42.7	44.1	48.9	54.2	60.1	68.8	76.2	0.1890
GEV-Max (kappa specified)	29.4	33.9	37.4	41.2	42.4	46.7	51.3	56.4	64.1	70.6	0.1927
Exponential (L-Moments)	28.7	34.6	39.1	43.7	45.1	49.6	54.1	58.7	64.6	69.1	0.2049
Exponential	28.9	34.2	38.2	42.2	43.4	47.4	51.4	55.4	60.7	64.7	0.2078

Fuente: Elaboración propia

Tabla A.4: Precipitaciones máximas a diferentes periodos de retorno

Periodo de retorno (años)	Precipitación máxima (mm)
2	30.7
5	35.6
10	38.1
20	40.1
25	40.6
50	42.2
100	43.6
200	44.8
500	46.3
1000	47.3

Fuente: Elaboración propia

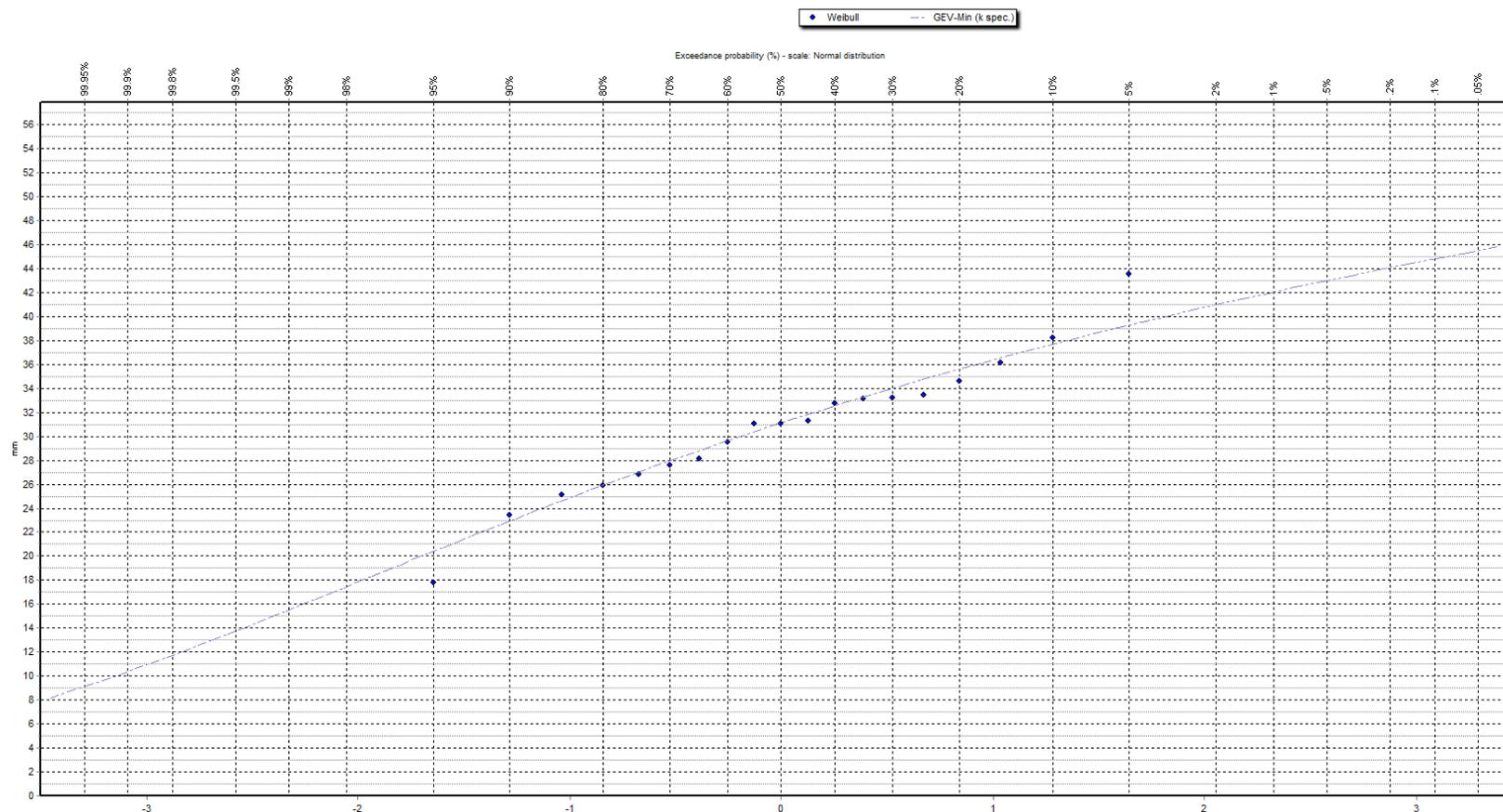


Figura A.3: Función GEV - min y registros de precipitación máxima en 24 horas

Fuente: Elaboración propia

Tabla A.5: Estimación de la PMP

Año	X_n	X_{m-n}
2001	33.11	33.1
2002	36.16	36.2
2003	26.78	26.8
2004	25.88	25.9
2005	31.30	31.3
2006	17.83	17.8
2007	31.08	31.1
2008	31.08	31.1
2009	25.10	25.1
2010	32.80	32.8
2011	43.50	
2012	33.40	33.4
2013	28.10	28.1
2014	38.20	38.2
2015	33.20	33.2
2016	27.60	27.6
2017	29.50	29.5
2018	23.40	23.4
2019	34.60	34.6
Valor máximo de la serie	43.50	
Valor promedio de la serie	30.66	29.95
Desviación estándar de la serie	5.75	4.98
K_m (ver Figura A1.4)		18.2
X_{m-n} / X_n		0.976
F_{x_n} (Factor de ajuste de la precipitación promedio, ver Figura A1.5)		102.2%
S_{m-n} / S_n		0.866
F_{s_n} (Factor de ajuste para la desviación estándar, ver Figura A1.6)		101.5%
$F_{muest. x_n}$ (ver Figura A1.7)		1.02
$F_{muest. s_n}$ (ver Figura A1.7)		1.09
X_n		31.97
S_n		6.36
PMP _{24-h} (mm)		147.74
PMP _{48-h} (mm)		205.35
PMP _{72-h} (mm)		248.97

Fuente: Elaboración propia

Km en función de la duración de lluvia y del promedio de la serie anual

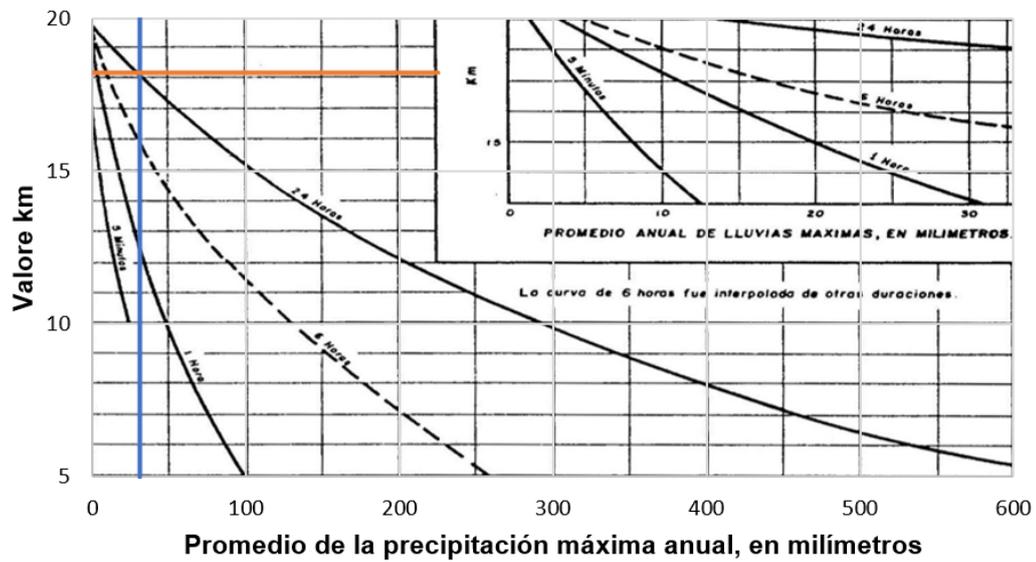


Figura A.4: K_m como una función de la duración de precipitación y su valor promedio anual

Fuente: Elaboración propia

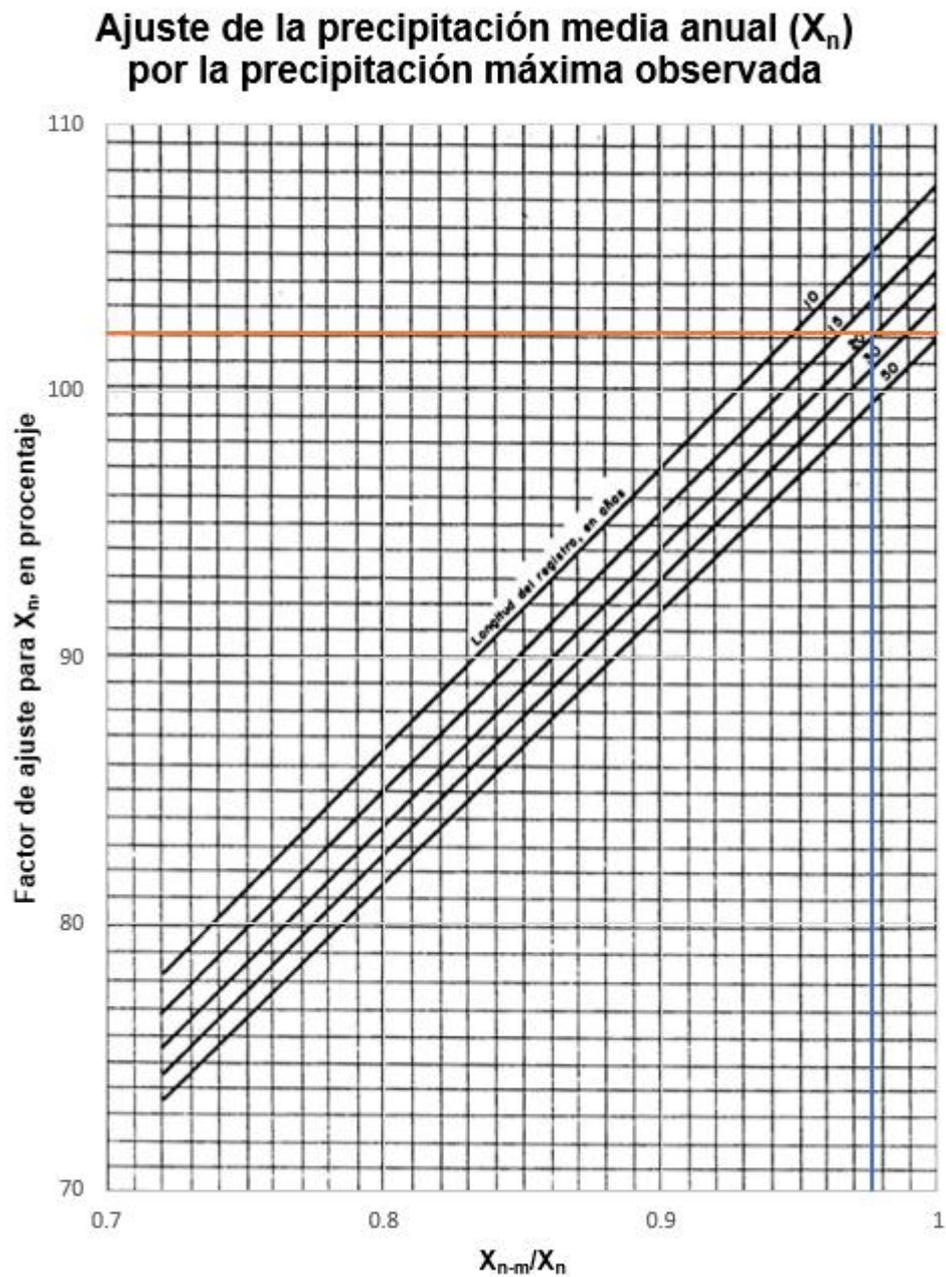


Figura A.5: Factor de ajuste a partir del cociente de la media

Fuente: Elaboración propia

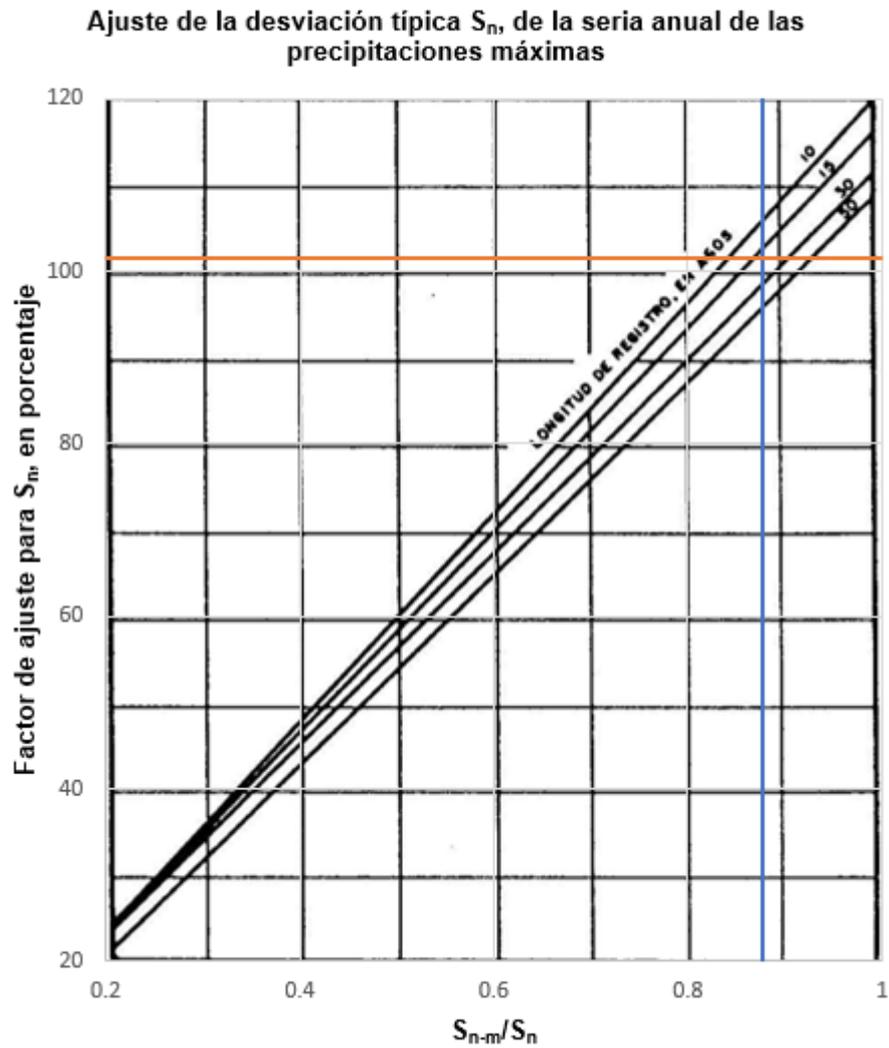


Figura A.6: Factor de ajuste a partir del cociente de la desviación estándar

Fuente: Elaboración propia

AJUSTE PARA LA MEDIA Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA SERIE DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS

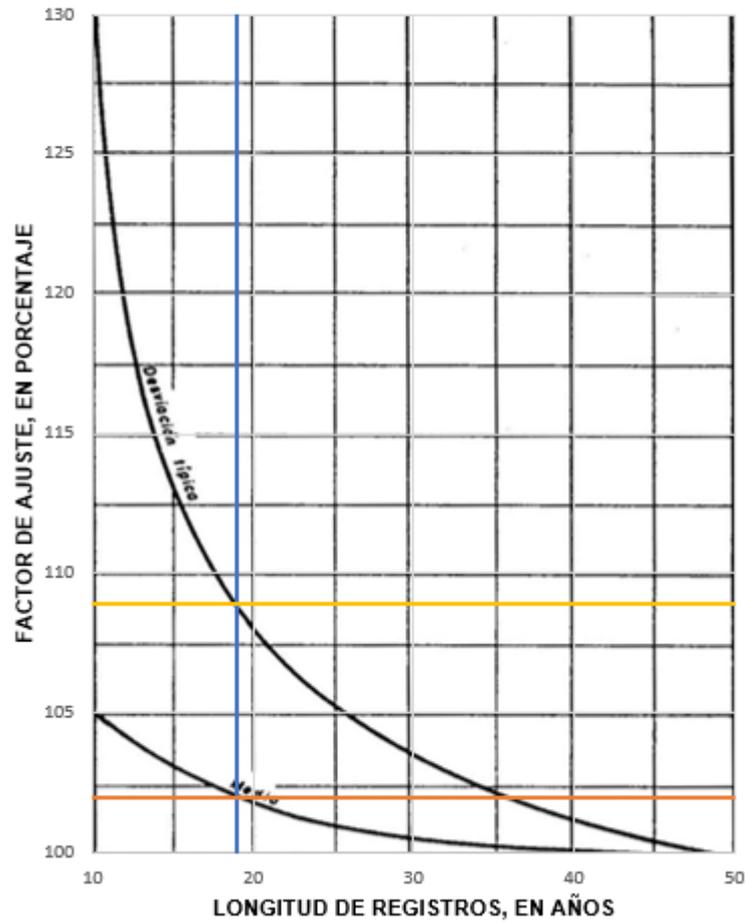


Figura A.7: Factores de ajuste para la media y desviación estándar para la serie de datos

Fuente: Elaboración propia

ANEXO B: Salidas de la estimación de volumen EDF e IDF

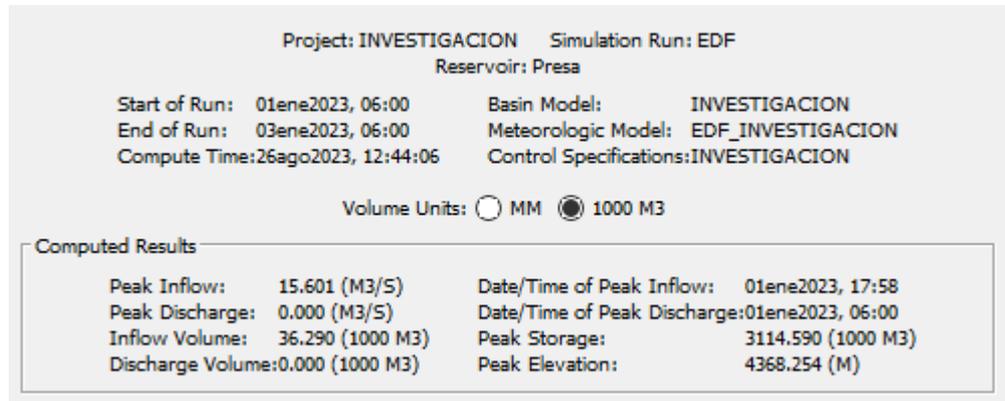


Figura B.1: Estimación del volumen de EDF

Fuente: Elaboración propia

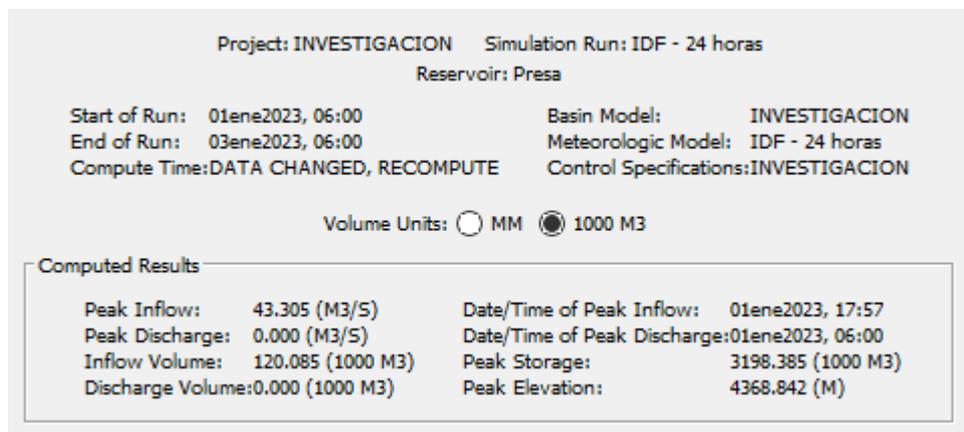


Figura B.2: Estimación del volumen de IDF – 24 horas

Fuente: Elaboración propia

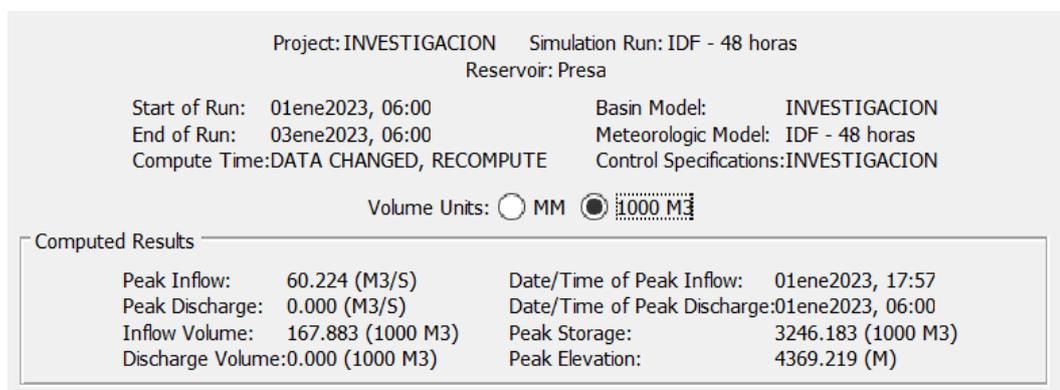


Figura B.3: Estimación del volumen de IDF – 48 horas

Fuente: Elaboración propia

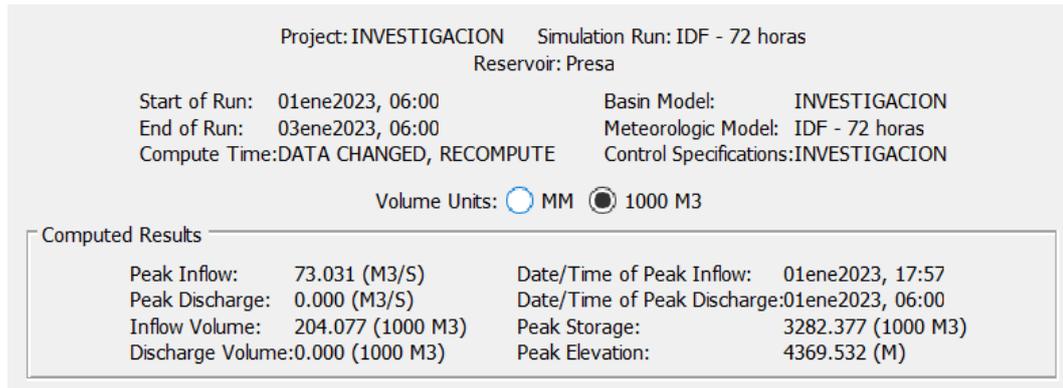


Figura B.4: Estimación del volumen de IDF – 72 horas

Fuente: Elaboración propia

ANEXO C: Cálculo de los volúmenes liberados con la metodología TDBA de la CDA

Tabla C.1: Estimación del volumen liberado del Proceso I para los modos de falla creíbles

ID	Descripción del parámetro	Símbolo	Unidad	MF – 2 Desbordamiento	MF – 4 Desbordamiento
1	Contenido de sólidos al momento de la rotura de presa	C_w	%	40%	40%
PROPIEDADES DE RELAVES					
2	Masa de relaves sólidos almacenados	M_{s-init}	Mt	4.2	4.2
3	Densidad seca promedio	ρ_d	t/m ³	1.5	1.5
4	Densidad de sólidos de relaves	ρ_s	t/m ³	2.71	2.71
5	Grado de saturación de los relaves	S	%	100	100
6	Densidad del agua	ρ_w	t/m ³	1	1
VOLUMEN DE AGUA					
7	Volumen de inundación de entrada de diseño	V_{w-IDF}	Mm ³	-	0.21
8	Volumen de agua operacional al momento de la rotura de presa	V_{w-OPER}	Mm ³	0.35	0.35
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS					
9	Contenido de sólidos al momento de la rotura de presa	C_w	%	40	40
10	Volumen total de relaves almacenados	V_t	Mm ³	2.80	2.80
11	Volumen de sólidos de relaves	V_s	Mm ³	1.5	1.5
12	Volumen de vacíos de relaves	V_v	Mm ³	1.3	1.3
13	Porosidad en el depósito de relaves	n		0.45	0.45
14	Relación de vacíos en el depósito de relaves	e		0.81	0.81
15	Volumen de agua intersticial de los relaves	V_{IW}	Mm ³	1.3	1.3
16	Masa de agua intersticial de los relaves	M_{IW}	Mt	1.3	1.3
17	Contenido de humedad del depósito de relaves	%w	%	30	30

ID	Descripción del parámetro	Símbolo	Unidad	MF – 2 Desbordamiento	MF – 4 Desbordamiento
18	Densidad aparente de los relaves	ρ_{bulk}	t/m ³	1.9	1.9
ESTIMACIÓN DE VOLUMEN LIBERADOS					
20	Masa de relaves sólidos movilizados ($\rho_{\text{M}_{\text{s-mob}} < \text{M}_{\text{s-int}}?$)	$M_{\text{s-mob}}$	Mt	0.29	0.47
21	Masa de agua intersticial de relaves movilizados	$M_{\text{IW-mob}}$	Mt	0.09	0.14
22	Volumen de relaves movilizados	$V_{\text{t-mob}}$	Mm ³	0.19	0.31
23	Volumen liberado resultante en la brecha	V_{out}	Mm ³	0.54	0.87

Notas:

1. El cálculo del volumen liberado del proceso I se realizó de acuerdo con la metodología de Fontaine y Martin (2015).

Fuente: Elaboración propia

Tabla C.2: Estimación del volumen liberado debido al Proceso I

Descripción del parámetro	Unidad	MF – 2 Desbordamiento	MF – 4 Desbordamiento
Volumen Proceso I	Mm ³	0.54	0.87
Volumen del proceso II asumido (V _{PIIa})	Mm ³	0.35	0.40
Altura de brecha (H)	m	19	21
Ancho medio de la brecha (B _w)	m	35	52
Pendiente del lado brecha (Z)	-	1	1
Ancho inferior	m	16	31
Ancho superior	m	54	73
Ángulo post – falla ¹	°	4	4
Radio menor (r)	m	8	16
Radio mayor (R)	m	280	316
Volumen total de relaves liberados calculado (V _{trc}) ²	Mm ³	0.80	1.20
Volumen Proceso I + Proceso II asumido (V_{tra})	Mm ³	0.89	1.27

Notas:

1. El consideraron ángulos de post falla de acuerdo a fallas del tipo Caso 1A de acuerdo con las pautas de la guía TDBA de la CDA.
2. El volumen total de relaves calculados resulta de la estimación a través de la ecuación de tronco de cono.

Fuente: Elaboración propia

ANEXO D: Registros de resultados de fallas históricas según Xu y Zhang (2009)

Tabla D.1: Registros de falla históricas Xu y Zhang (2009)

ID	Nombre de la presa	Ubicación	Tipo de presa	Altura de la presa (m)	Capacidad de almacenamiento (x 10 ⁶ m ³)	Erosionabilidad de la presa	Modo de falla	Volumen por encima del fondo de brecha (x 10 ⁶ m ³)	Profundidad por encima del fondo de brecha (m)	Geometría de la brecha							
										Altura (m)	Ancho superior (m)	Ancho inferior (m)	Ancho promedio (m)	Pendiente de lados Z:1 (H:V)	Qp (m ³ /s)	Tiempo de falla (h)	índice de erosión (m/s)
1	Apishapa	USA	HD	34.1	22.5	H	P	22.2	28.0	31.1	91.5	81.5	86.5	0.4	6 850	2.5	0.0031
2	Baimiku	China	HD	8.0	0.2	M	O	0.2	8.0	8.0	40.0	-	-	-	-	-	-
3	Banqiao	China	DC	24.5	492	H	O	607.5	31.0	29.5	372.0	210.0	291.0	0.3	78 100	5.5	0.0016
4	Bayi	China	HD	30.0	30	M	P	23.0	28.0	30.0	45.0	35.0	40.0	0.2	5 000	-	-
5	Castlewood	USA	DC	21.3	4.23	M	O	6.2	21.6	21.3	54.9	33.5	44.2	0.5	3 570	-	-
6	Chenyong	China	HD	12.0	4.25	M	O	5.0	12.0	12.0	-	-	-	-	1 200	1.8	0.0018
7	Coedty	U.K.	DC	11.0	0.31	H	O	0.3	11.0	11.0	67.0	18.2	42.7	2.2	-	-	-
8	Dalizhuang	China	HD	12.0	0.6	M	O	0.6	12.0	12.0	40.0	-	-	-	-	-	-
9	Danghe	China	DC	46.0	15.6	L	O	10.7	24.5	25.0	96.0	20.0	58.0	0.7	2 500	3.0	0.0023
10	Davis Reservoir	USA	FD	11.9	58	M	P	58.0	11.6	11.9	21.3	15.4	18.3	0.3	510	-	-
11	Dells	USA	-	18.3	13.0	H	O	13.0	18.3	18.3	112.8	-	-	-	5 440	0.7	0.0076
12	Dongchuankou	China	HD	31.0	27	H	O	27.0	31.0	31.0	-	-	-	-	21 000	-	-
13	Dushan	China	HD	17.7	0.67	M	O	0.7	17.7	17.7	70.0	-	-	-	-	-	-
14	Elk City	USA	DC	9.1	0.74	M	O	1.2	9.4	9.1	45.5	27.7	36.6	1.0	-	0.8	0.0031
15	Erlangmiao	China	HD	12.1	0.196	M	O	0.2	9.0	9.0	36.0	1.6	18.8	1.9	-	-	-
16	Fengzhuang	China	HD	10.0	0.625	M	O	0.6	8.0	8.0	40.0	30.0	35.0	0.6	-	-	-
17	Frankfurt	Germany	HD	9.8	0.35	L	P	0.4	8.2	9.8	9.2	4.6	6.9	0.4	79	2.5	0.0009
18	French Landing	USA	HD	12.2	-	H	P	3.9	8.5	14.2	41.0	13.8	27.4	1.0	929	0.6	0.0041
19	Frenchman Dam	USA	HD	12.5	21	M	P	16.0	10.8	12.5	67.0	54.4	54.6	0.5	1 420	3.0	0.0010

ID	Nombre de la presa	Ubicación	Tipo de presa	Altura de la presa (m)	Capacidad de almacenamiento (x 10 ⁶ m ³)	Erosionabilidad de la presa	Modo de falla	Volumen por encima del fondo de brecha (x 10 ⁶ m ³)	Profundidad por encima del fondo de brecha (m)	Geometría de la brecha							
										Altura (m)	Ancho superior (m)	Ancho inferior (m)	Ancho promedio (m)	Pendiente de lados Z:1 (H:V)	Qp (m ³ /s)	Tiempo de falla (h)	índice de erosión (m/s)
20	Frias	Argentina	FD	15.0	0.25	M	O	0.3	15.0	15.0	62.0	-	-	-	400	0.3	0.0167
21	Gouhou	China	FD	71.0	3.3	L	P	3.2	44.0	48.0	138.0	61.0	99.5	1.3	2 050	2.3	0.0052
22	Grand Rapids	USA	DC	7.6	0.22	M	O	0.3	7.5	7.5	12.2	9.1	10.7	-	-	0.5	0.0042
23	Hart	USA	HD	-	-	H	P	6.4	10.7	10.8	106.6	41.2	73.9	3.0	-	-	-
24	Hatfield	USA	-	6.8	12.3	H	O	12.3	6.8	6.8	-	6.1	91.5	-	3 400	2.0	0.0009
25	Hell Hole	USA	-	67.1	30.6	M	P	30.6	35.1	56.4	175.1	66.9	121.0	1.0	7 360	-	-
26	Horse Creek	USA	FD	12.2	21	M	P	12.8	7.0	12.8	76.2	70.0	73.1	0.8	3 890	3.0	0.0006
27	Hougou	China	HD	8.0	0.24	M	O	0.2	8.0	8.0	-	-	20.0	-	-	-	-
28	Huoshishan	China	HD	13.0	0.22	H	O	0.2	16.0	16.0	45.0	15.0	30.0	0.9	-	-	-
29	Huqitang	China	HD	9.9	0.734	L	P	0.4	5.1	9.0	12.0	3.0	7.5	0.5	50	4.0	0.0004
30	Jiahezi	China	HD	18.0	80	H	P	42.0	12.0	18.0	181.0	-	-	-	-	-	-
31	Johnstown	USA	ZD	38.1	18.9	M	O	18.9	24.6	24.4	128.0	61.0	94.5	1.4	8 500	-	-
32	Kelly Barnes	USA	HD	11.6	0.505	H	O	0.8	11.3	12.8	35.0	18.0	27.3	0.9	680	0.5	0.0063
33	Kodaganar	India	HD	11.5	12.3	M	O	12.3	11.5	11.5	-	-	-	-	1 280	-	-
34	Lake Frances	USA	HD	15.2	0.865	M	P	0.8	14.0	17.1	30.0	10.4	18.9	0.7	-	1.0	0.0039
35	Lake Latonka	USA	HD	13.0	4.59	M	P	4.1	6.3	8.7	49.5	28.9	39.2	1.2	290	3.0	0.0006
36	Lijajaju	China	HD	25.0	1.14	M	O	1.1	25.0	25.0	-	-	-	-	2 950	-	-
37	Little Deer Creek	USA	HD	26.2	1.73	H	P	1.4	22.9	27.1	49.9	9.3	29.6	0.8	1 330	0.3	0.0193
38	Liujitai	China	DC	35.9	40.54	M	O	40.5	35.9	35.9	-	-	-	-	28 000	-	-
39	Longtun	China	DC	9.5	30	H	O	30.0	9.5	9.5	181.0	-	-	-	-	-	-
40	Lower Otay	USA	DC	41.2	49.3	M	O	49.3	39.6	39.6	172.0	93.8	133.0	1.0	-	-	-
41	Lower Two Medicine	USA	HD	11.3	19.6	H	O	19.6	11.3	11.3	84.0	50.0	67.0	1.5	1 800	-	-

ID	Nombre de la presa	Ubicación	Tipo de presa	Altura de la presa (m)	Capacidad de almacenamiento (x 10 ⁶ m ³)	Erosionabilidad de la presa	Modo de falla	Volumen por encima del fondo de brecha (x 10 ⁶ m ³)	Profundidad por encima del fondo de brecha (m)	Geometría de la brecha							
										Altura (m)	Ancho superior (m)	Ancho inferior (m)	Ancho promedio (m)	Pendiente de lados Z:1 (H:V)	Qp (m ³ /s)	Tiempo de falla (h)	índice de erosión (m/s)
42	Lyman	USA	ZD	19.8	49.5	H	P	35.8	16.2	19.8	107.0	87.0	97.0	1.0	-	-	-
43	Lynde Brook	USA	DC	12.5	2.52	M	P	2.9	11.6	12.5	45.7	15.3	30.5	1.2	-	-	-
44	Mahe	China	HD	19.5	23.4	H	O	23.4	19.5	19.5	-	-	-	-	4 950	-	-
45	Mammoth	USA	DC	21.3	13.6	M	O	13.6	21.3	21.3	-	-	-	-	2 520	3.0	0.0020
46	Martin Cooling Pond Dike	USA		10.4	136	H	P	136.0	8.5	12.8	-	-	186.0	-	3 115	-	-
47	Niujiaoyu	China	DC	10.0	0.16	L	P	0.1	7.2	7.2	20.0	6.0	13.0	0.9	-	3.0	0.0007
48	Oros	Brazil	ZD	35.4	650	L	O	660.0	35.8	35.5	200.0	130.0	165.0	1.0	9 630	-	-
49	Otter Lake	USA	HD	6.1	0.15	M	P	0.1	5.0	6.1	17.1	1.5	9.3	1.3	-	-	-
50	Potato Hill Lake	USA	HD	-	-	M	O	0.1	7.8	7.8	26.2	6.8	16.5	1.3	-	-	-
51	Prospect	USA	HD	-	-	H	P	3.5	1.7	4.4	91.4	85.4	88.4	0.7	116		
52	Qielinggou	China	HD	18.0	0.7	H	O	0.7	18.0	18.0	-	-	-	-	2 000	0.2	0.0294
53	Quail Creek	USA	HD	24.0	50	M	P	30.8	16.7	21.3	72.1	67.9	70.0	0.1	3 110	-	-
54	Rito Manzanares	USA	HD	7.3	0.0247	H	P	0.0	4.6	7.3	19.0	7.6	13.3	0.8	-	-	-
55	Schaeffer Reservoir	USA	DC	30.5	3.92	H	O	4.4	30.5	30.5	210.0	64.0	137.0	2.3	4 500	0.5	0.0169
56	Shangliuzhuang	China	HD	14.0	0.11	M	O	0.1	14.0	14.0	30.0	-	-	-	-	-	-
57	Shanhu	China	HD	11.5	2.15	H	P	1.8	12.5	13.0	58.0	24.0	41.0	1.3	-	-	-
58	Sheep Creek	USA	HD	17.1	1.43	M	P	0.9	14.0	17.1	30.5	13.5	22.0	0.5	-	-	-
59	Shilongshan	China	HD	14.0	2.06	M	O	2.1	14.0	14.0	50.0	-	-	-	-	-	-
60	Shimantan	China	HD	25.0	94.4	H	O	117.0	27.4	25.8	446.0	288.0	367.0	0.3	30 000	5.5	0.0014
61	Spring Lake	USA	HD	5.5	0.135	H	P	0.1	5.5	5.5	20.0	9.0	14.5	1.0	-	-	-
62	Statham Lake	USA	HD	5.5	-	M	O	0.6	5.6	5.1	23.8	18.2	21.0	0.5	-	-	-
63	Swift	USA	FD	57.6	37	M	O	37.0	47.9	57.6	225.0	225.0	225.0	0.0	24 947	-	-

ID	Nombre de la presa	Ubicación	Tipo de presa	Altura de la presa (m)	Capacidad de almacenamiento (x 10 ⁶ m ³)	Erosionabilidad de la presa	Modo de falla	Volumen por encima del fondo de brecha (x 10 ⁶ m ³)	Profundidad por encima del fondo de brecha (m)	Geometría de la brecha							
										Altura (m)	Ancho superior (m)	Ancho inferior (m)	Ancho promedio (m)	Pendiente de lados Z:1 (H:V)	Qp (m ³ /s)	Tiempo de falla (h)	índice de erosión (m/s)
64	Teton	USA	ZD	93.0	356	M	P	310.0	77.4	86.9	237.9	64.1	151.0	1.0	65 120	4.0	0.0054
65	Tiemusi	China	HD	12.0	0.11	H	O	0.1	12.0	12.0	60.0	-	-	-	-	-	-
66	Tongshuyuan	China	HD	13.0	0.4	M	O	0.4	10.0	10.0	30.0	-	-	-	-	-	-
67	Trial Lake	USA	-	-	-	M	P	1.5	5.2	5.2	25.2	16.8	21.0	0.8	-	-	-
68	Upper Pond	USA	-	5.2	0.22	M	O	0.2	5.2	5.2	25.4	7.6	16.5	1.7	-	-	-
69	Wanshangang	China	HD	13.0	1.5	M	O	1.5	12.0	12.0	50.0	30.0	40.0	0.8	-	-	-
70	Wilkinson Lake	USA	DC	3.2	-	H	P	0.5	3.6	3.7	35.5	22.5	29.0	1.7	-	-	-
71	Winston	USA	DC	7.3	0.664	L	O	0.7	6.4	6.1	21.3	18.3	19.8	0.2	-	5.0	0.0004
72	Yuanmen	China	HD	19.2	6.4	H	O	6.4	19.2	19.2	-	-	-	-	-	0.5	0.0107
73	Zhonghuaju	China	HD	16.0	0.14	H	O	0.1	16.0	16.0	-	-	-	-	-	0.4	0.0111
74	Zhugou	China	DC	23.5	15.4	H	O	18.4	23.5	23.5	159.0	110.0	135.0	1.0	11 200	0.4	0.0152
75	Zuocun	China	DC	35.0	40	H	O	40.0	35.0	35.0	-	-	-	-	23 600	1.0	0.0097

Notas:

O: Desbordamiento , P: Erosión por infiltración; HD: Presas homogéneas, DC: Presas con material de núcleo, FD: Presas con concreto superficial, ZD: Presas con zonificación de materiales; HE: Alta erosionabilidad, ME: Mediana erosionabilidad y LE: Baja erosionabilidad.

Fuente: Elaboración propia

Tabla D.2: Fallas históricas similares al caso de estudio y cálculo de la tasa de erosión

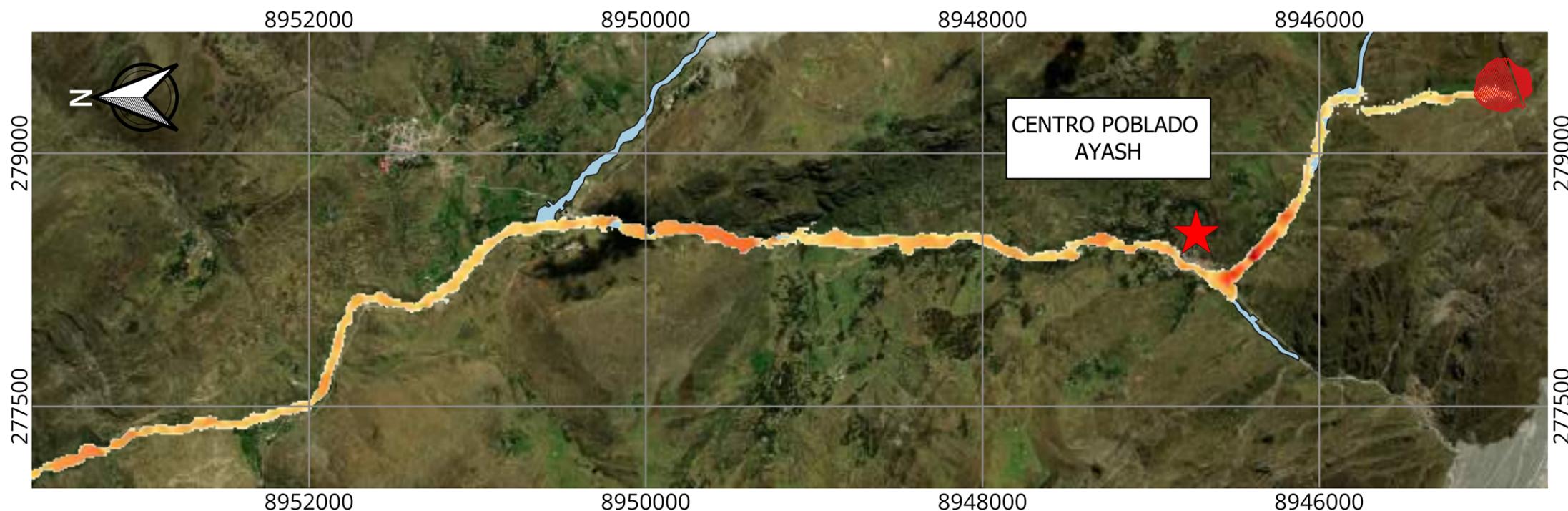
ID	Nombre de la presa	Ubicación	Tipo de presa	Altura de la presa (m)	Capacidad de almacenamiento ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	Erosionabilidad de la presa	Modo de falla	Volumen por encima del fondo de brecha ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	Profundidad por encima del fondo de brecha (m)	Geometría de la brecha							
										Altura (m)	Ancho superior (m)	Ancho inferior (m)	Ancho promedio (m)	Pendiente de lados Z:1 (H:V)	Qp (m^3/s)	Tiempo de falla (h)	índice de erosión (m/s)
6	Chenyong	China	HD	12.0	4.25	M	O	5.0	12.0	12.0	-	-	-	-	1 200	1.8	0.0018
11	Dells	USA	-	18.3	13.0	H	O	13.0	18.3	18.3	112.8	-	-	-	5 440	0.7	0.0076
24	Hatfield	USA	-	6.8	12.3	H	O	12.3	6.8	6.8	-	6.1	91.5	-	3 400	2.0	0.0009
32	Kelly Barnes	USA	HD	11.6	0.505	H	O	0.8	11.3	12.8	35.0	18.0	27.3	0.9	680	0.5	0.0063
52	Qielinggou	China	HD	18.0	0.7	H	O	0.7	18.0	18.0	-	-	-	-	2 000	0.2	0.0294
60	Shimantan	China	HD	25.0	94.4	H	O	117.0	27.4	25.8	446.0	288.0	367.0	0.3	30 000	5.5	0.0014
72	Yuanmen	China	HD	19.2	6.4	H	O	6.4	19.2	19.2	-	-	-	-	-	0.5	0.0107
73	Zhonghuaju	China	HD	16.0	0.14	H	O	0.1	16.0	16.0	-	-	-	-	-	0.4	0.0111
Tasa de erosión promedio																	0.0087

Notas:

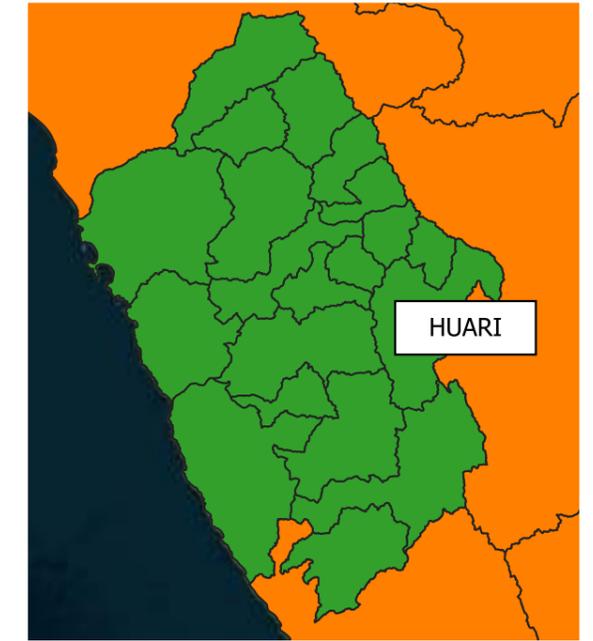
O: Desbordamiento , P: Erosión por infiltración; HD: Presas homogéneas, DC: Presas con material de núcleo, FD: Presas con concreto superficial, ZD: Presas con zonificación de materiales; HE: Alta erosionabilidad, ME: Mediana erosionabilidad y LE: Baja erosionabilidad.

Fuente: Elaboración propia

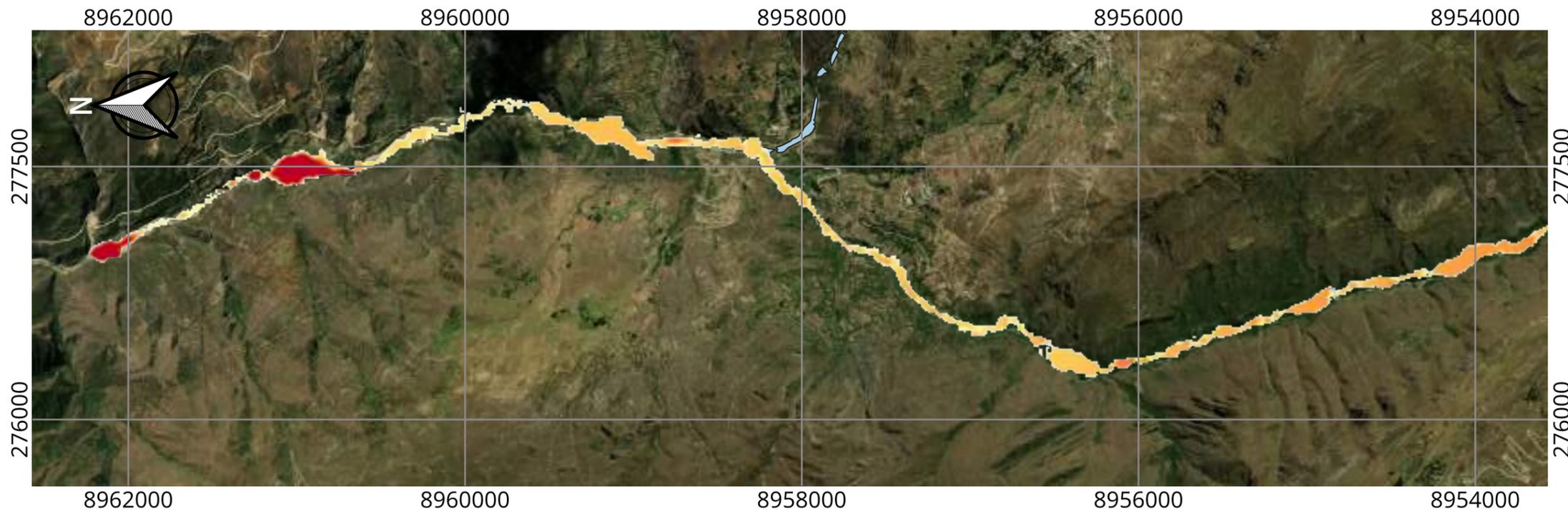
ANEXO E: Mapas de inundación del modelamiento de roturas de presas según las metodologías analizadas.



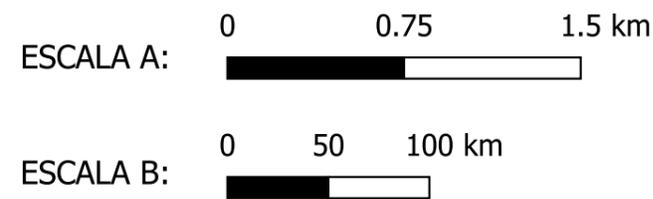
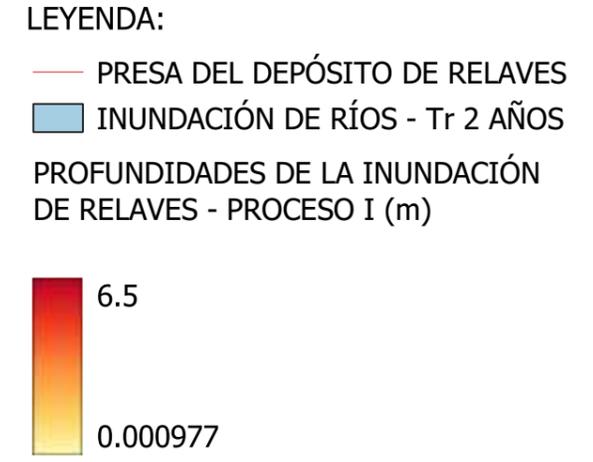
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (0 - 10 km)
 ESCALA: B



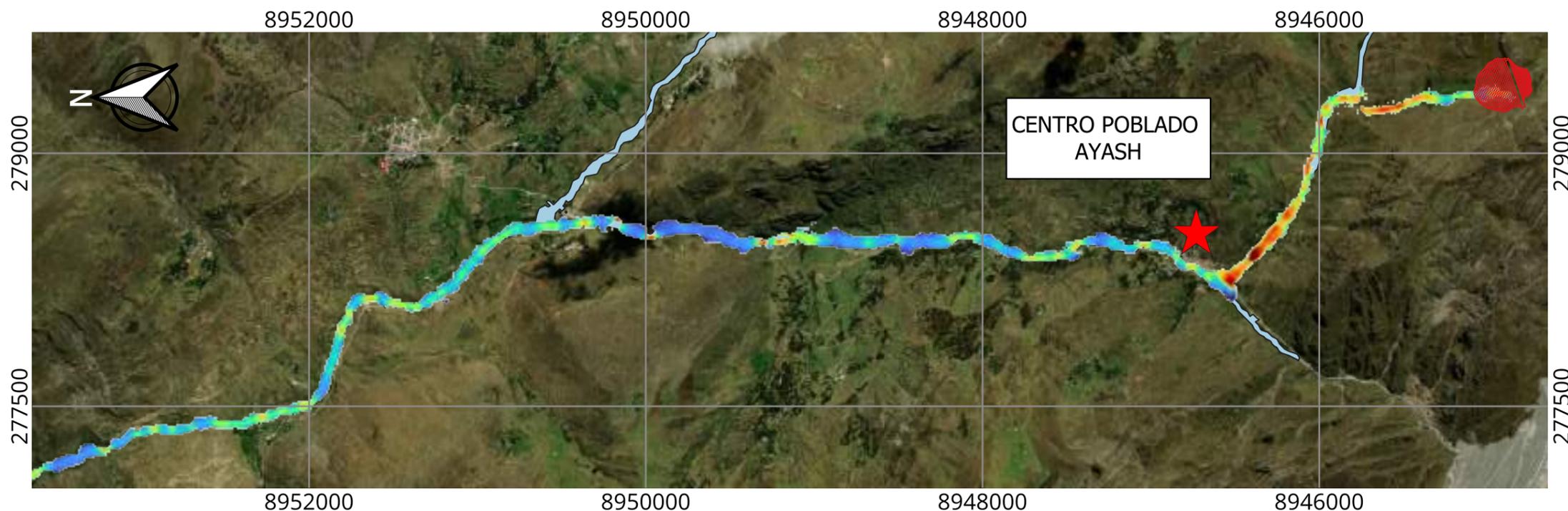
MAPA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: A



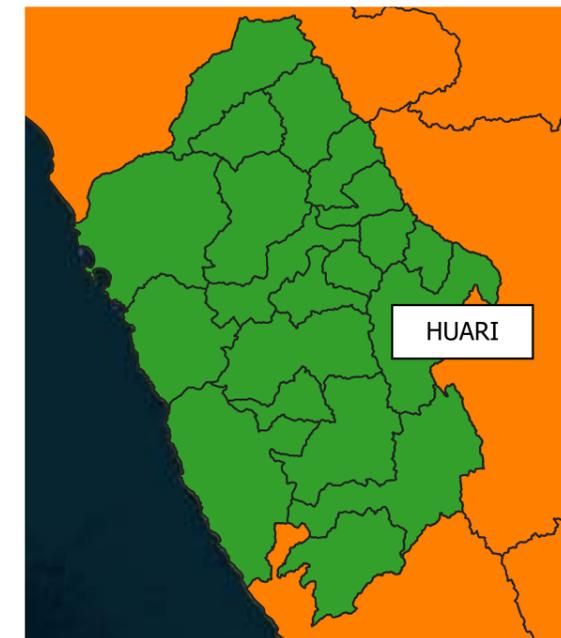
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (10 - 20 km)
 ESCALA: B



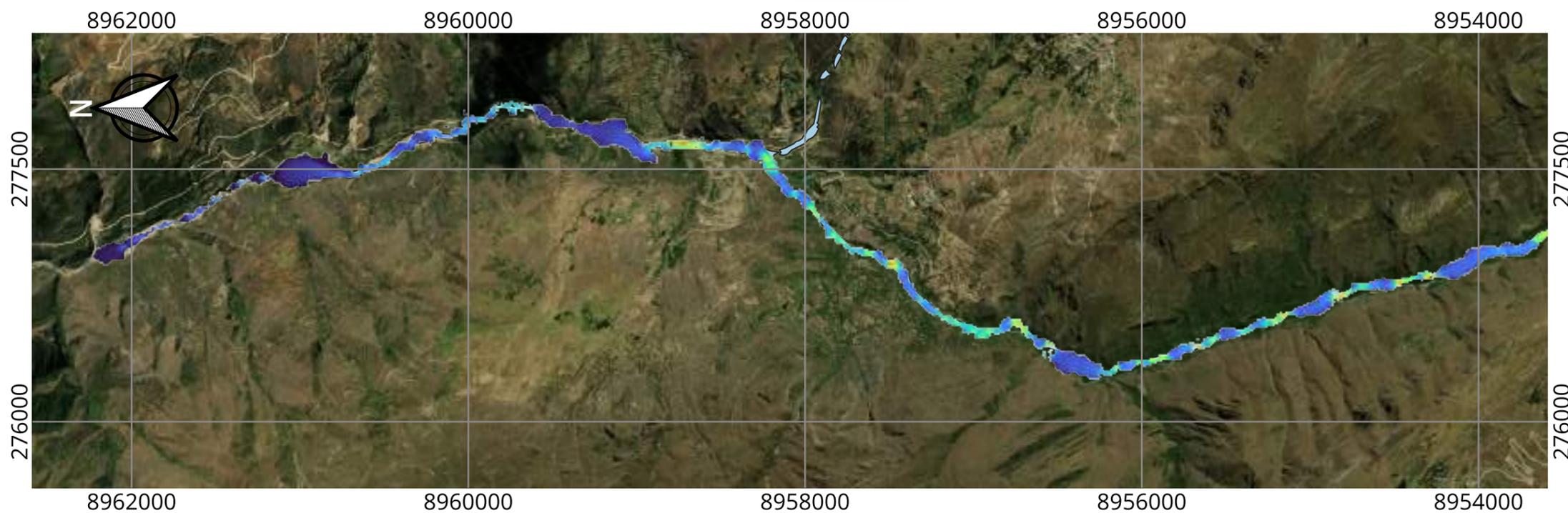
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ		
MAPA DE PROFUNDIDADES - PROCESO I MF - 2 ESCENARIO: DÍA SOLEADO - 2 AÑOS	FECHA: FEB 2024	P1
	DATUM: WGS 84 UTM 18S	



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (0 - 10 km)
ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A

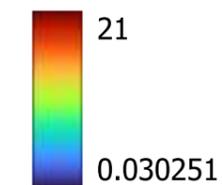


VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (10 - 20 km)
ESCALA: B

LEYENDA:

- PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
- INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 2 AÑOS

VELOCIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (m/s)



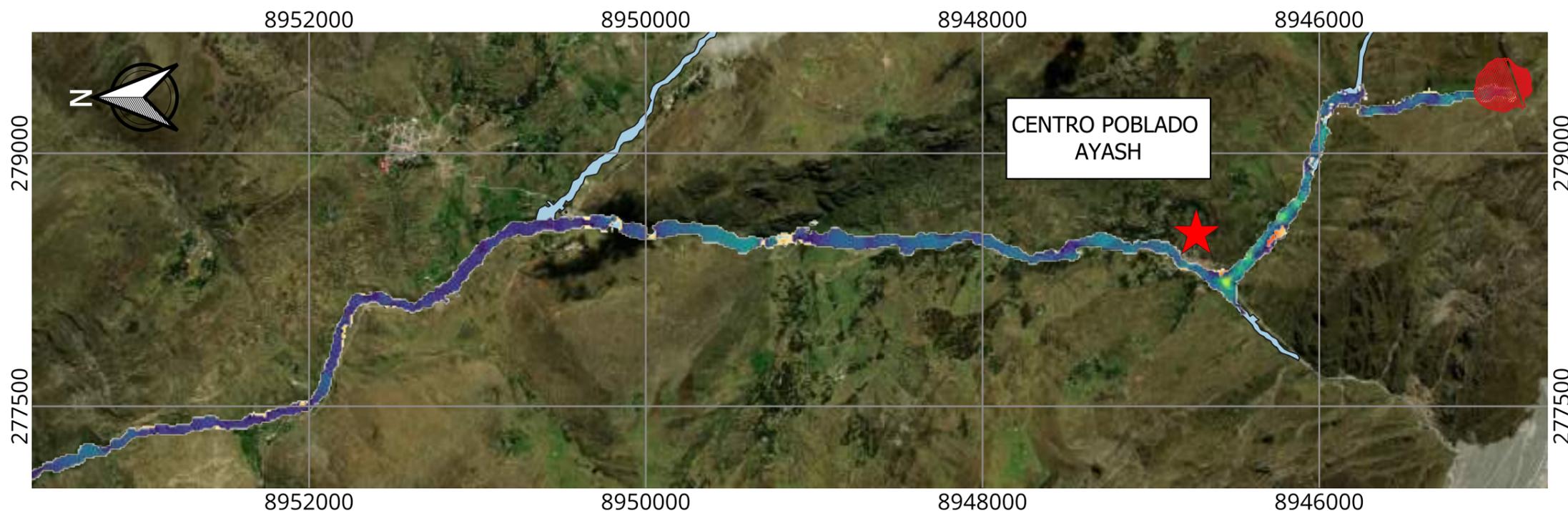
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE VELOCIDADES - PROCESO I
MF - 2
ESCENARIO: DÍA SOLEADO - 2 AÑOS

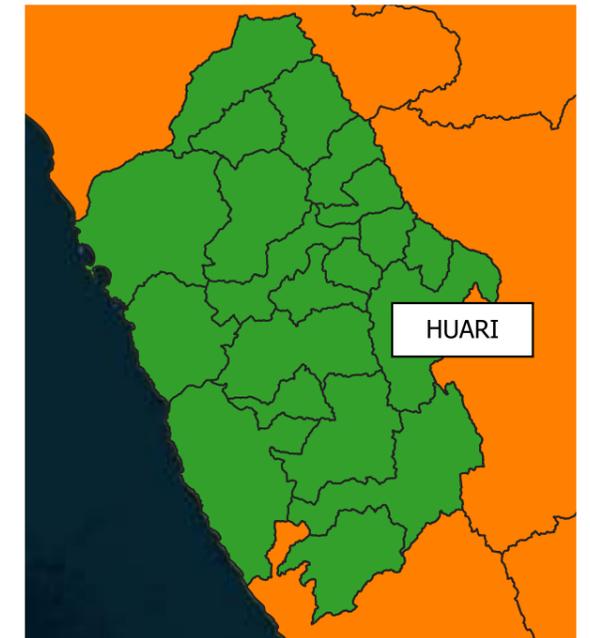
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
UTM 18S

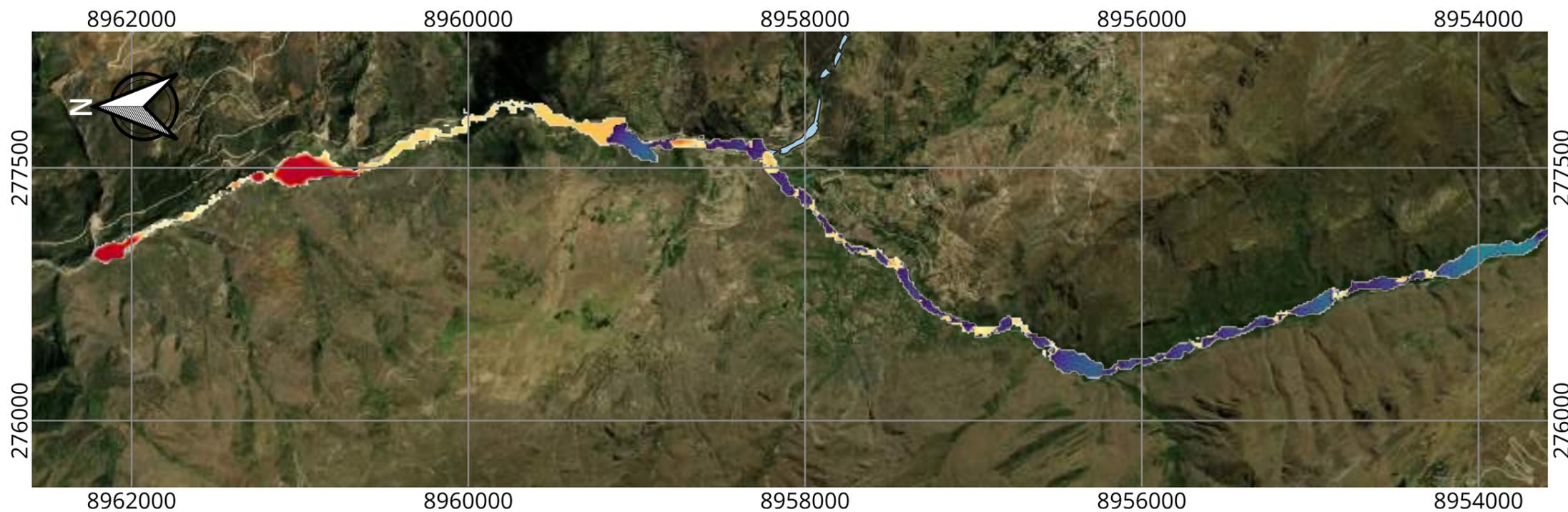
P1



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (0 - 10 km)
ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A

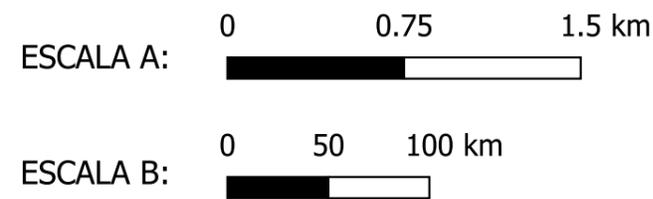
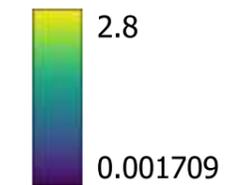


VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (10 - 20 km)
ESCALA: B

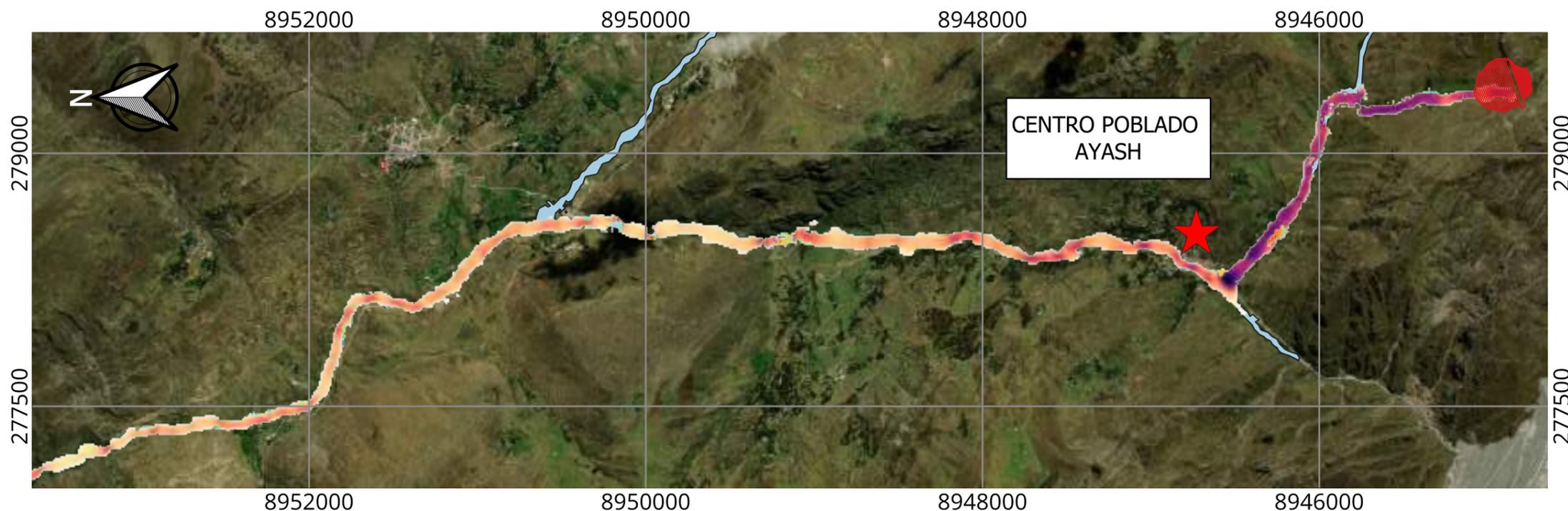
LEYENDA:

-  PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
-  INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 2 AÑOS

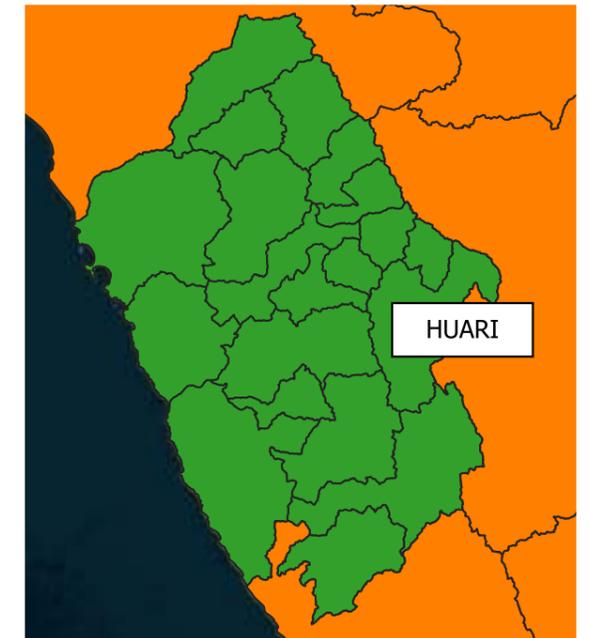
PROFUNDIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (m)



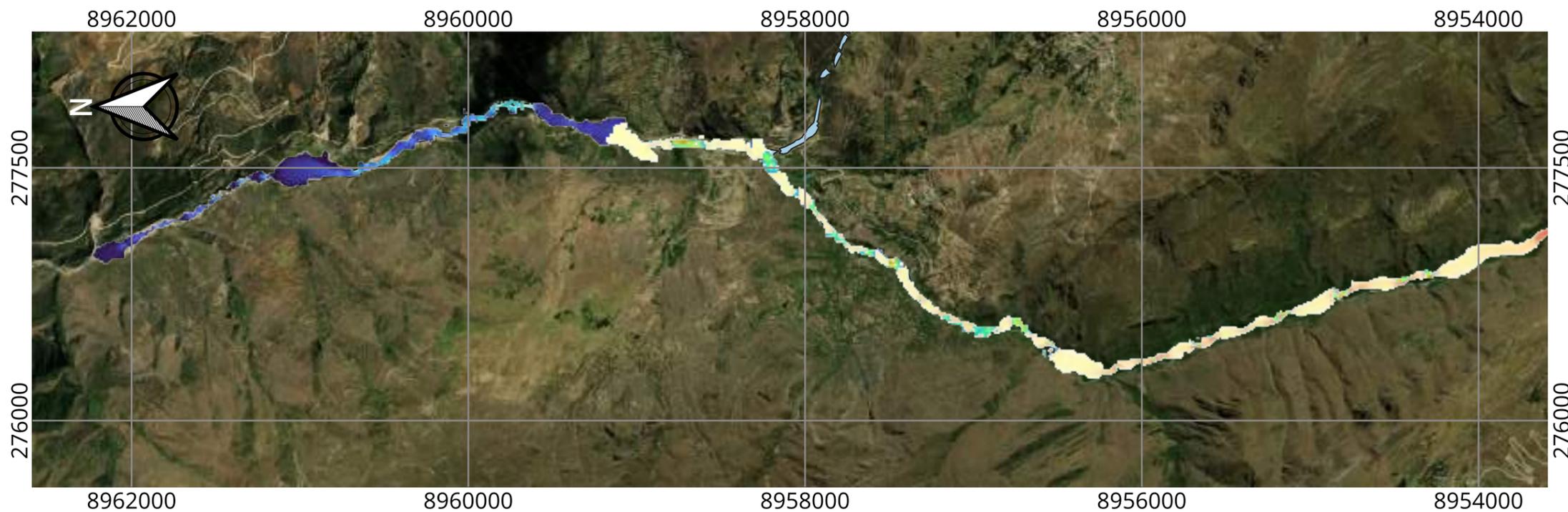
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ		
MAPA DE PROFUNDIDADES - PROCESO II MF - 2 ESCENARIO: DÍA SOLEADO - 2 AÑOS	FECHA: FEB 2024	P1
	DATUM: WGS 84 UTM 18S	



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (0 - 10 km)
ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A

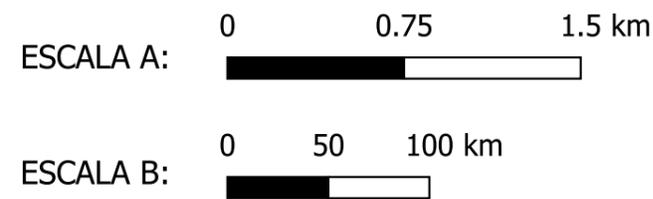
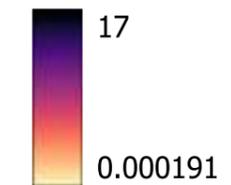


VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (10 - 20 km)
ESCALA: B

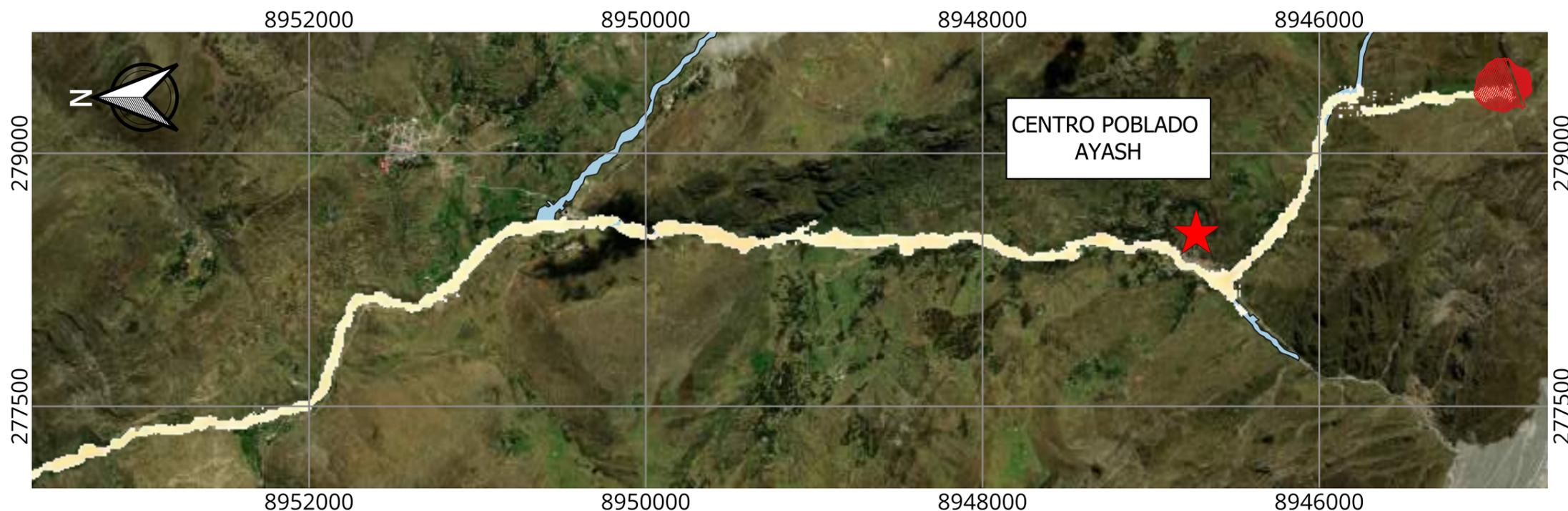
LEYENDA:

-  PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
-  INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 2 AÑOS

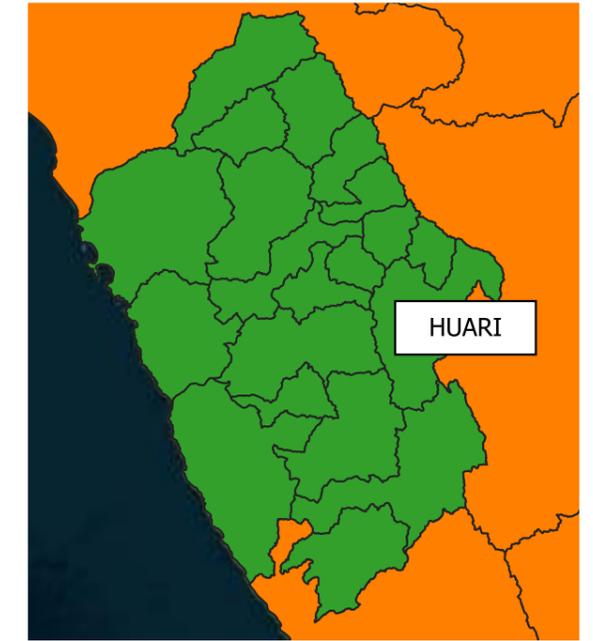
VELOCIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (m/s)



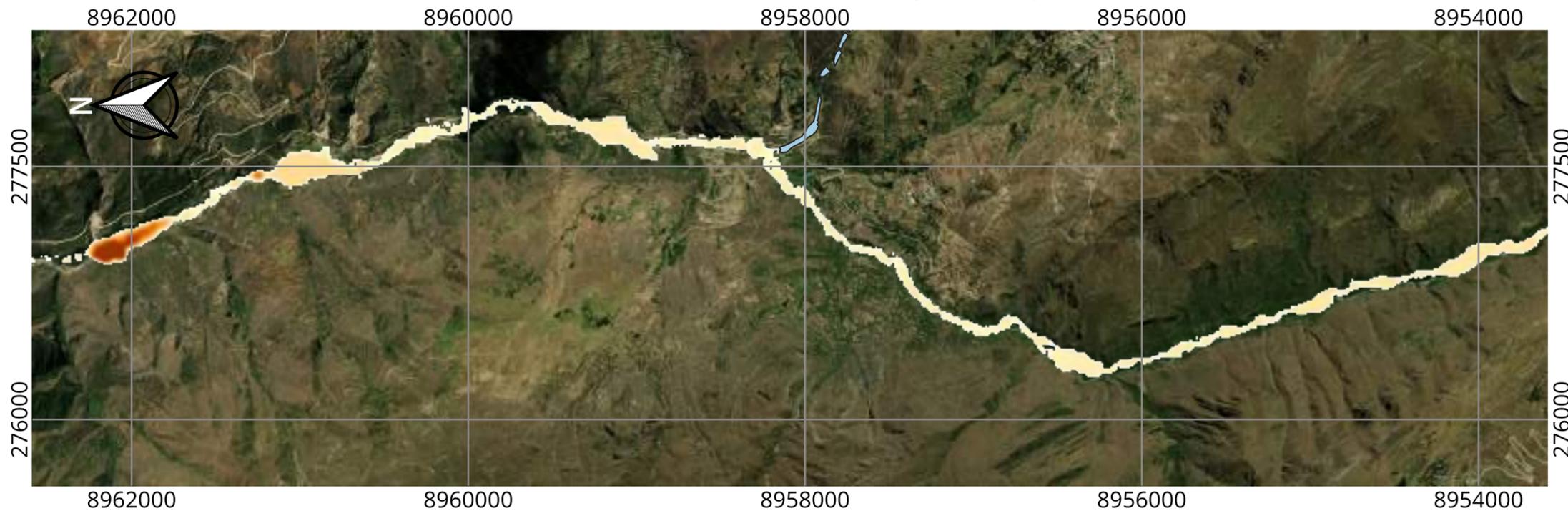
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ		
MAPA DE VELOCIDADES - PROCESO II MF - 2 ESCENARIO: DÍA SOLEADO - 2 AÑOS	FECHA: FEB 2024	P1
	DATUM: WGS 84 UTM 18S	



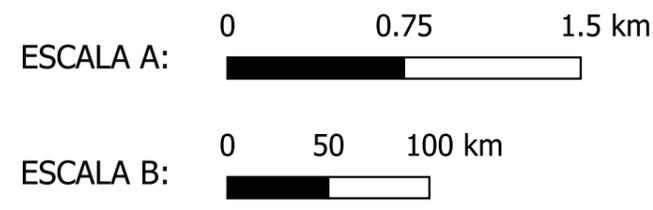
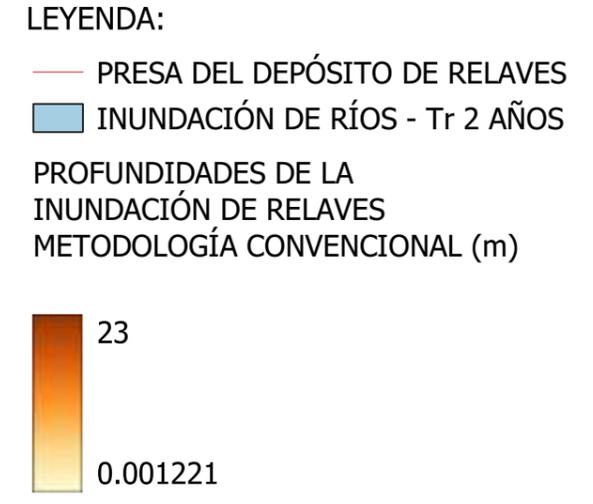
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
METODOLOGÍA CONVENCIONAL (0 - 10 km) - ESCALA: B



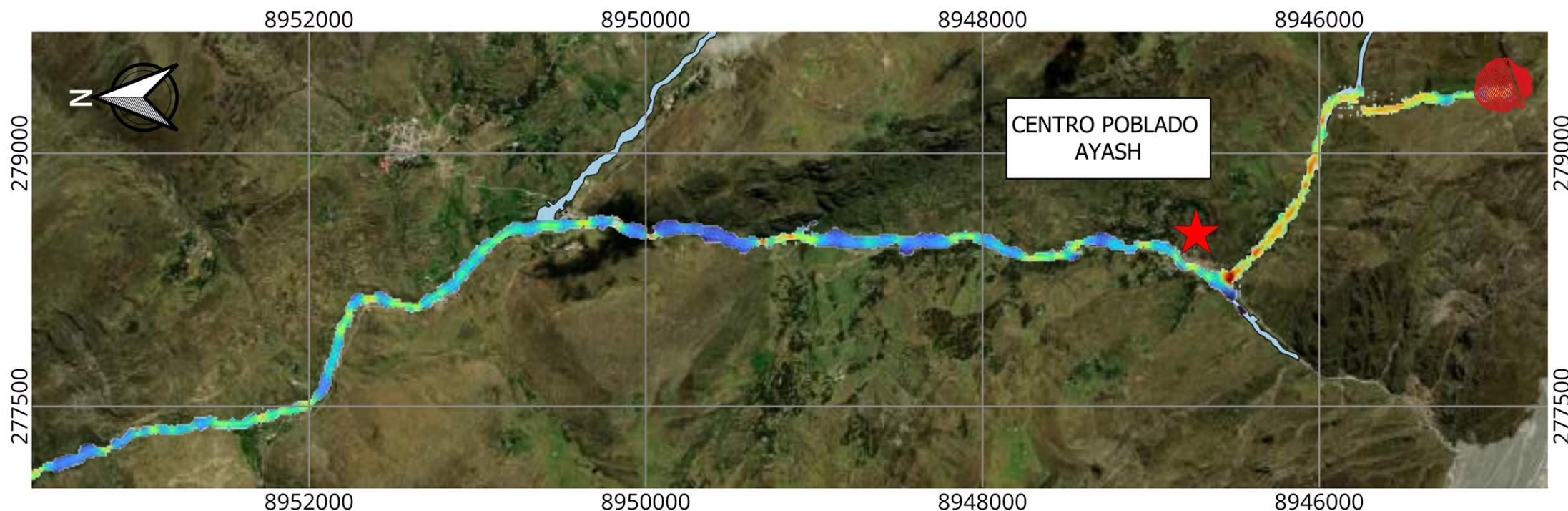
MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A



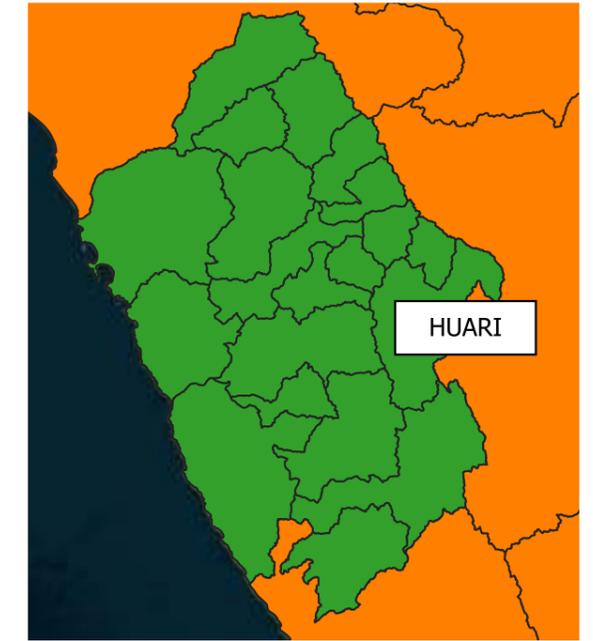
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
METODOLOGÍA CONVENCIONAL (10 - 20 km) - ESCALA: B



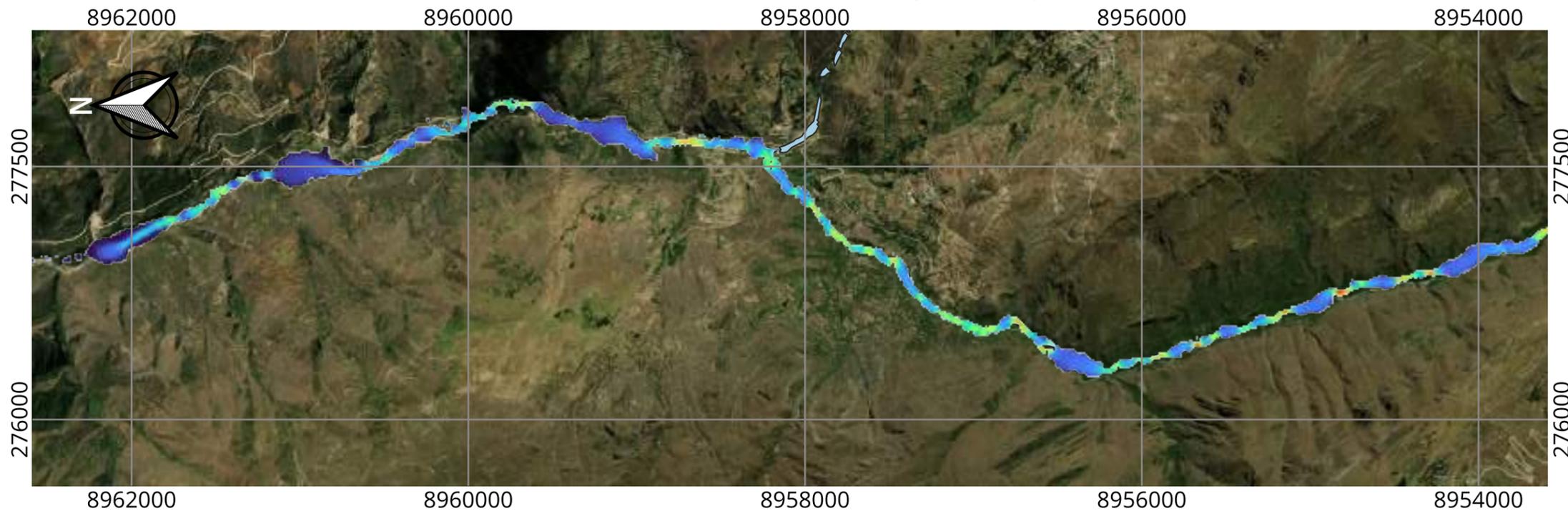
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ		
MAPA DE PROFUNDIDADES - METODOLOGÍA CONVENCIONAL MF - 2 ESCENARIO: DÍA SOLEADO - 2 AÑOS	FECHA: FEB 2024	P2
	DATUM: WGS 84 UTM 18S	



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
 METODOLOGÍA CONVENCIONAL (0 - 10 km) - ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: A



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
 METODOLOGÍA CONVENCIONAL (10 - 20 km) - ESCALA: B

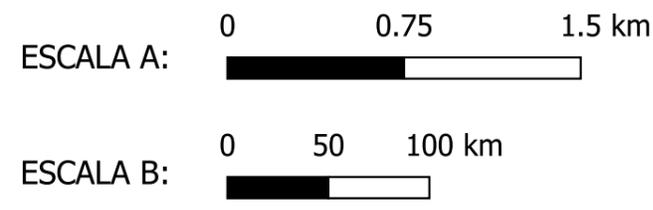
LEYENDA:

- PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
- INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 2 AÑOS

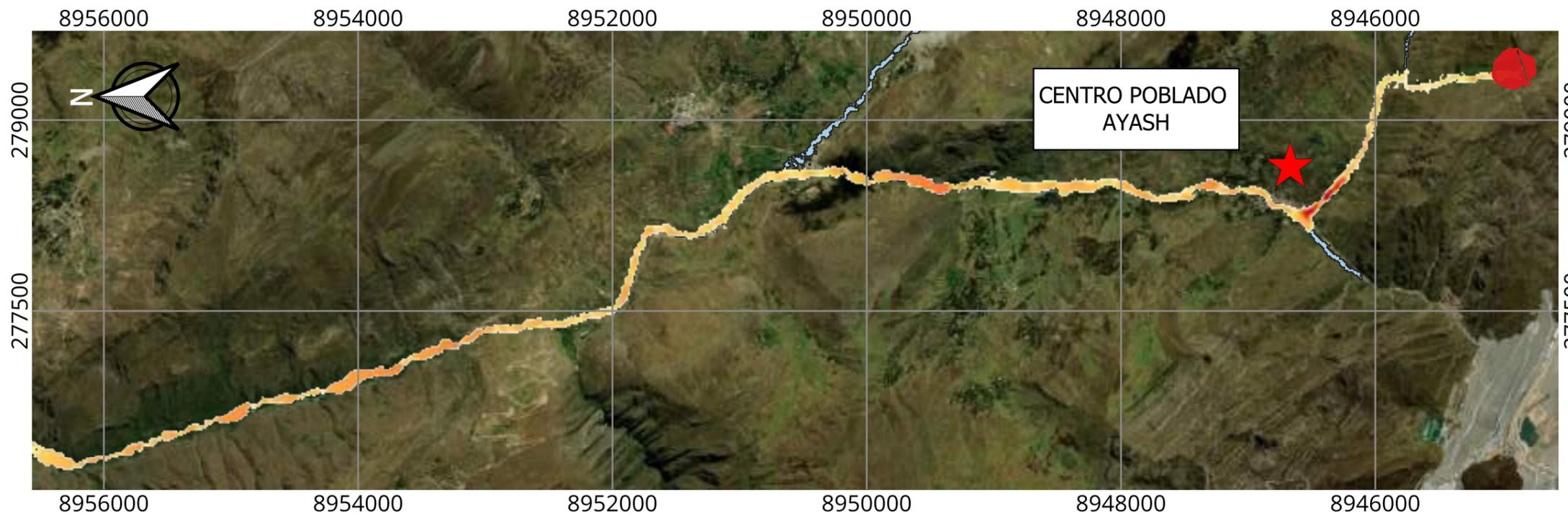
VELOCIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - METODOLOGÍA CONVENCIONAL (m/s)

22

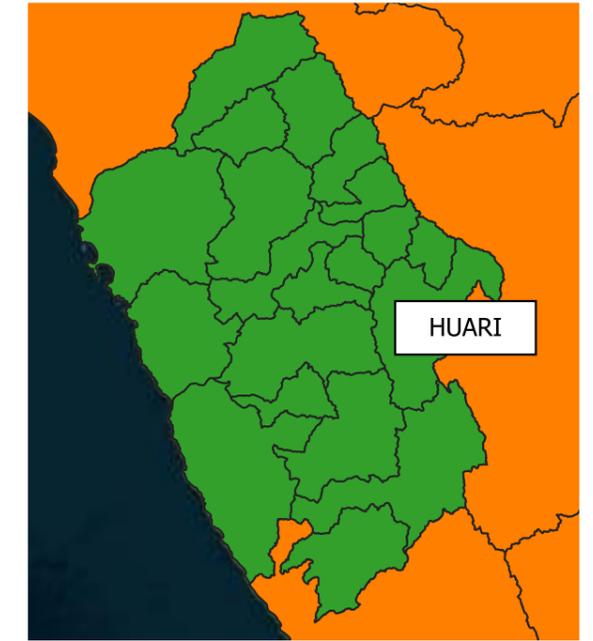
0.002603



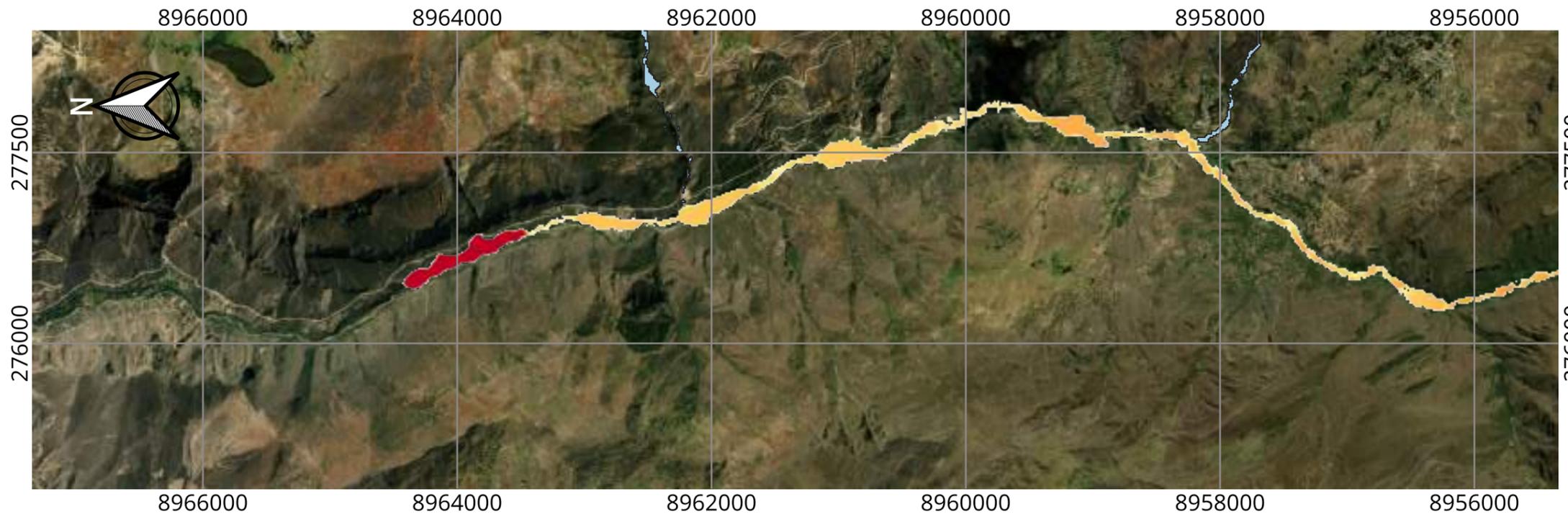
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ		
MAPA DE VELOCIDADES - METODOLOGÍA CONVENCIONAL MF - 2 ESCENARIO: DÍA SOLEADO - 2 AÑOS	FECHA: FEB 2024 DATUM: WGS 84 UTM 18S	P2



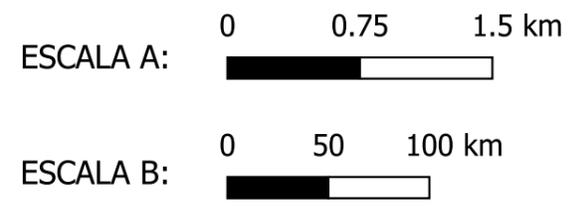
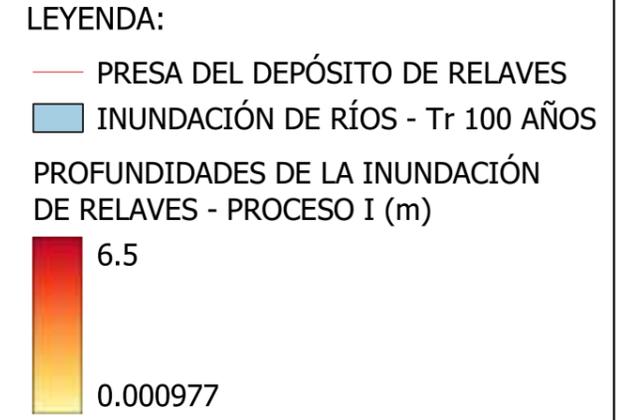
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (0 - 11 km)
ESCALA: B



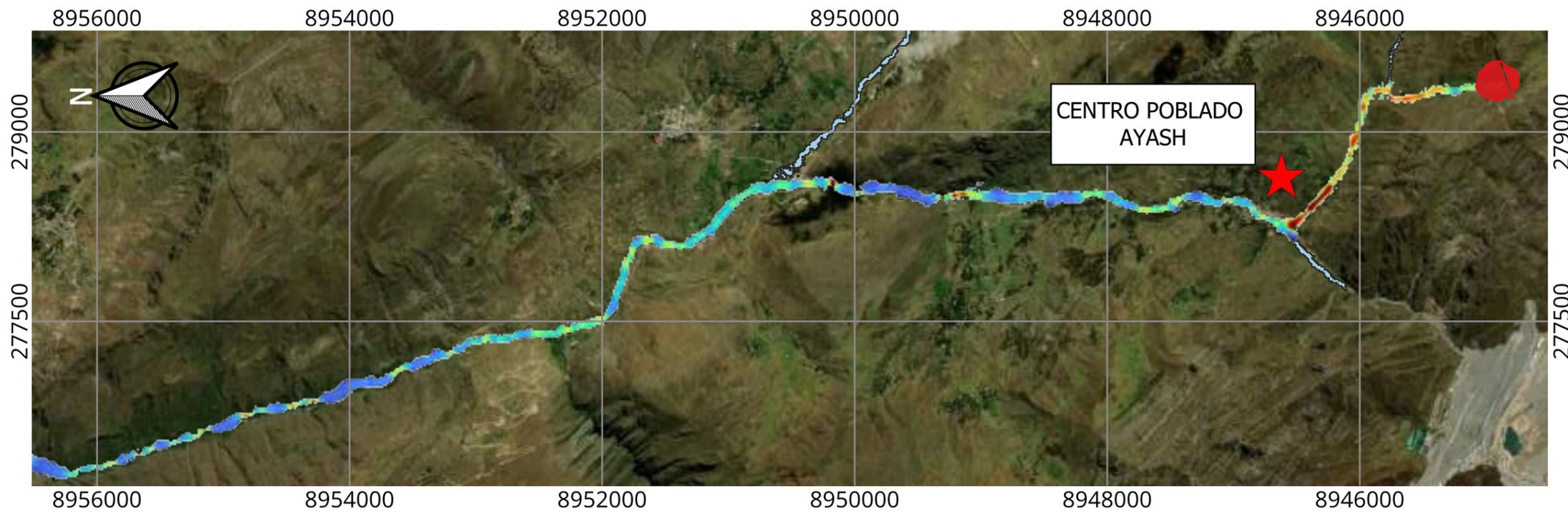
MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A



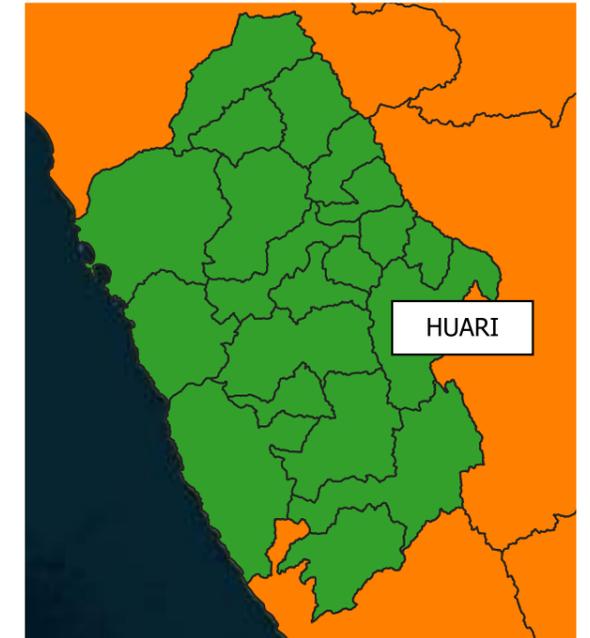
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (11 - 22 km)
ESCALA: B



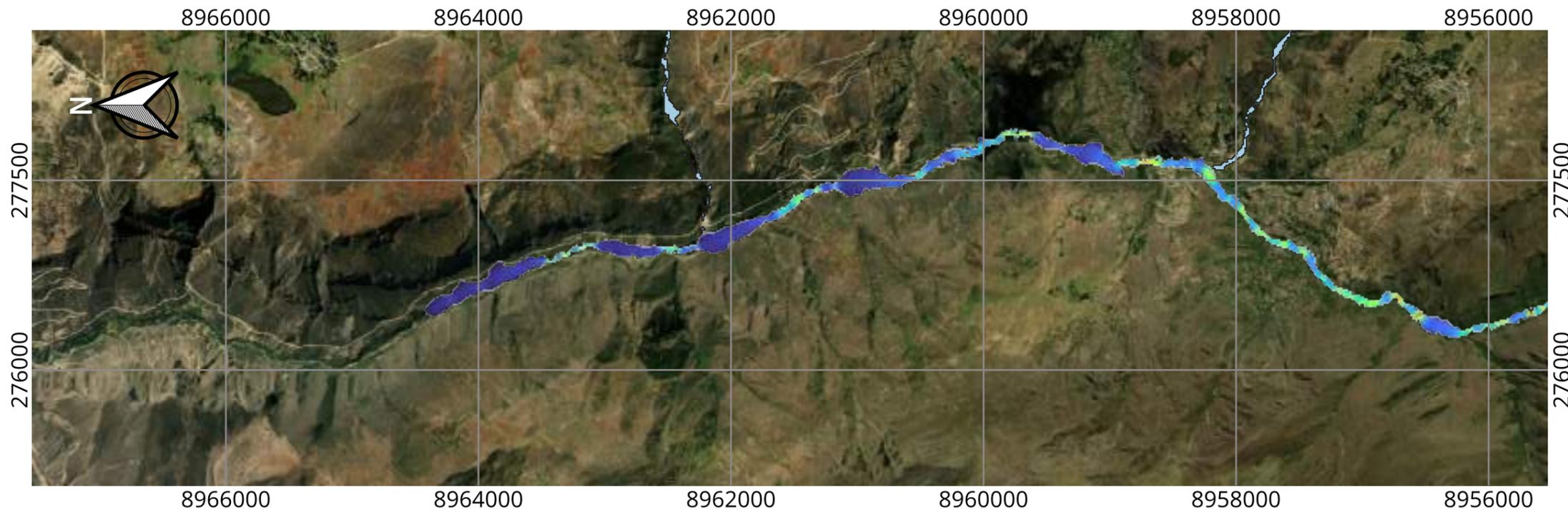
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ		
MAPA DE PROFUNDIDADES - PROCESO I MF - 4 ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 100 AÑOS	FECHA: FEB 2024	P3
	DATUM: WGS 84 UTM 18S	



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (0 - 11 km)
 ESCALA: B

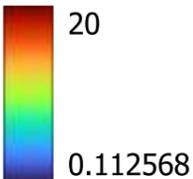


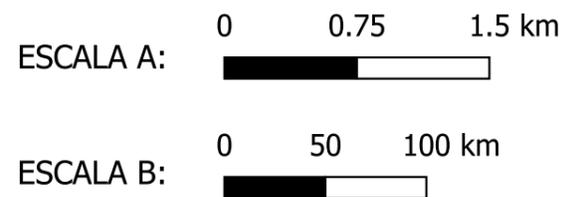
MAPA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: A



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (11 - 22 km)
 ESCALA: B

LEYENDA:

-  PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
 -  INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 100 AÑOS
- VELOCIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (m/s)
- 



EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE VELOCIDADES - PROCESO I
 MF - 4
 ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 100 AÑOS

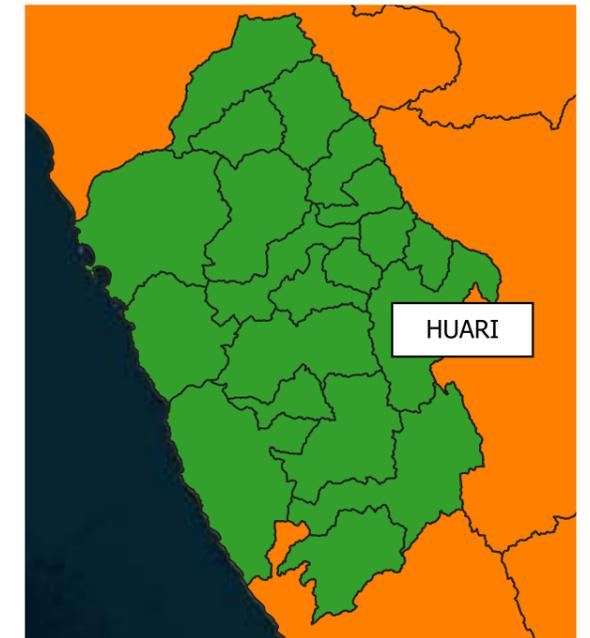
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
 UTM 18S

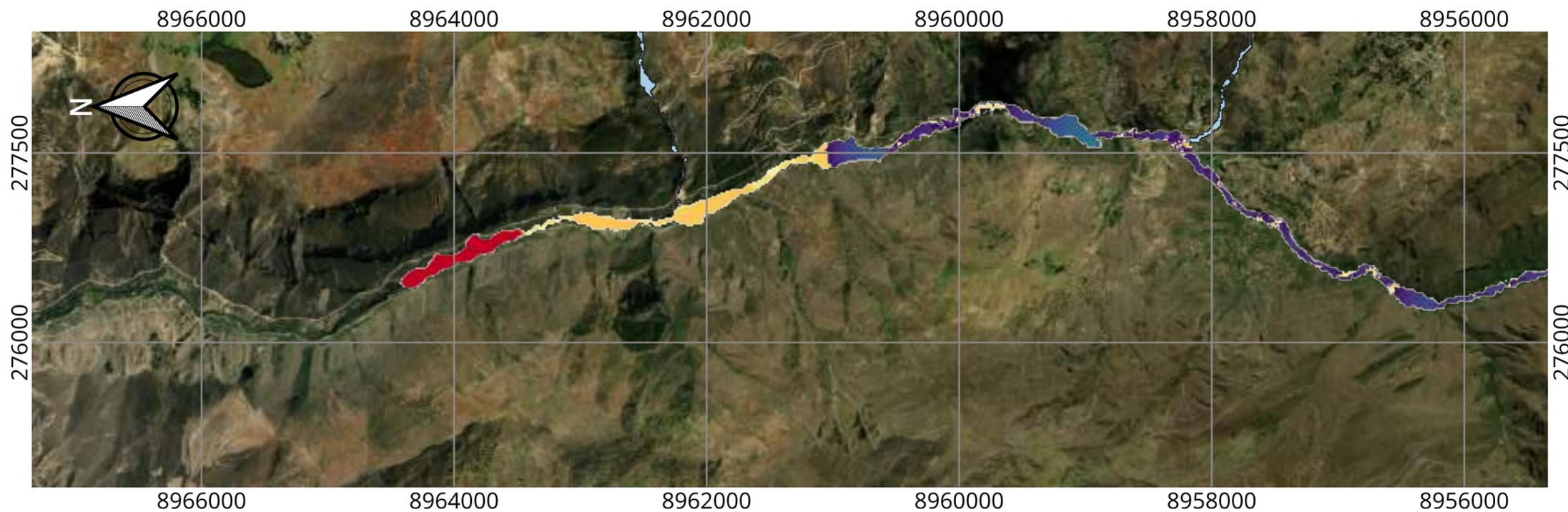
P3



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (0 - 11 km)
ESCALA: B



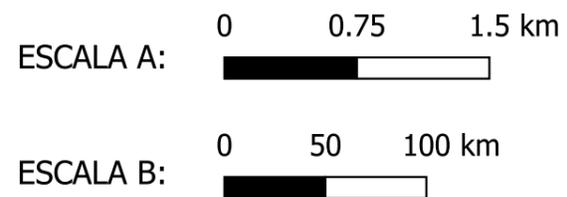
MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (11 - 22 km)
ESCALA: B

LEYENDA:

- PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
- INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 100 AÑOS
- PROFUNDIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (m)
- 3.5
- 0.001221



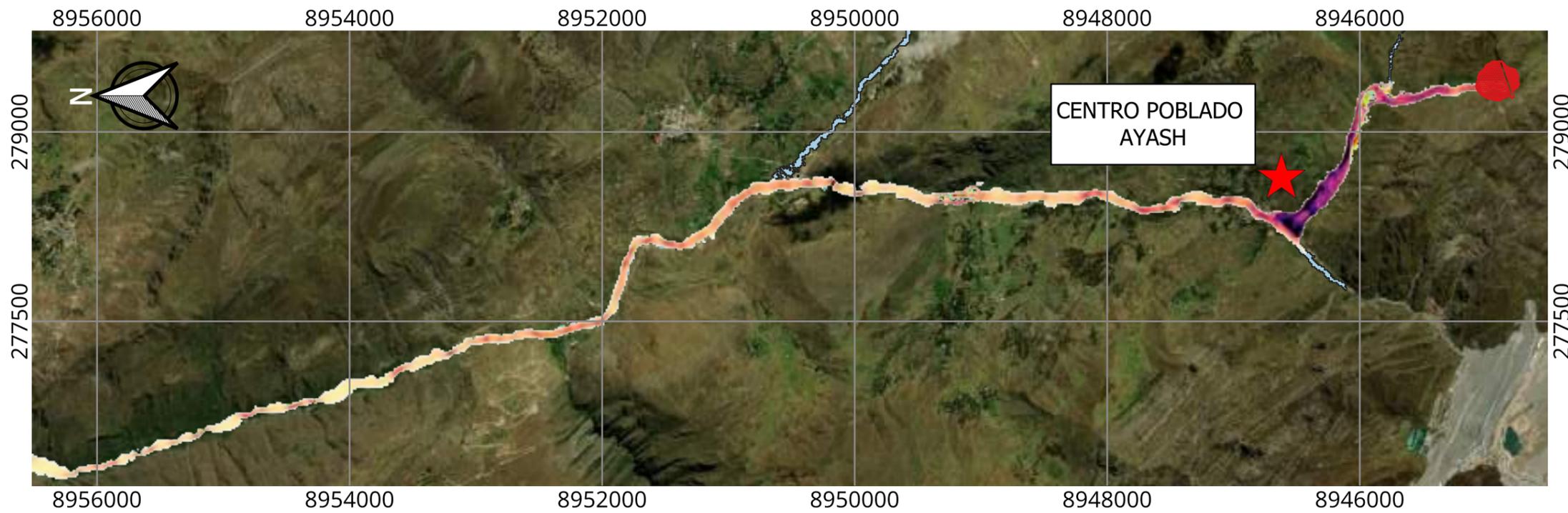
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE PROFUNDIDADES - PROCESO II
MF - 4
ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 100 AÑOS

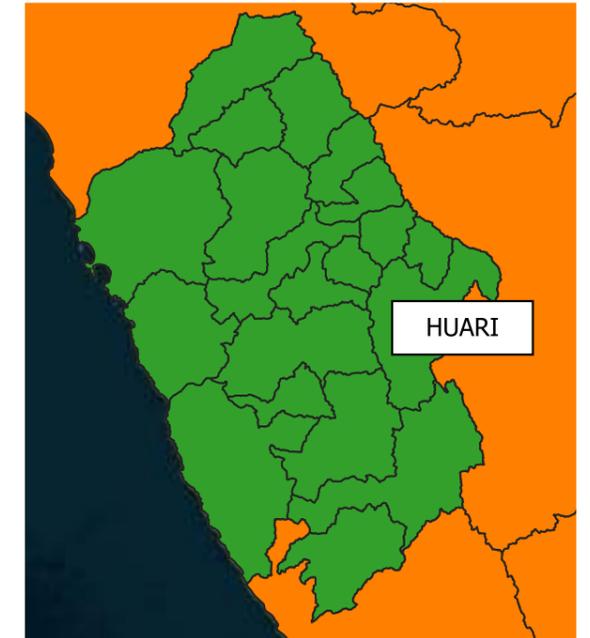
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
UTM 18S

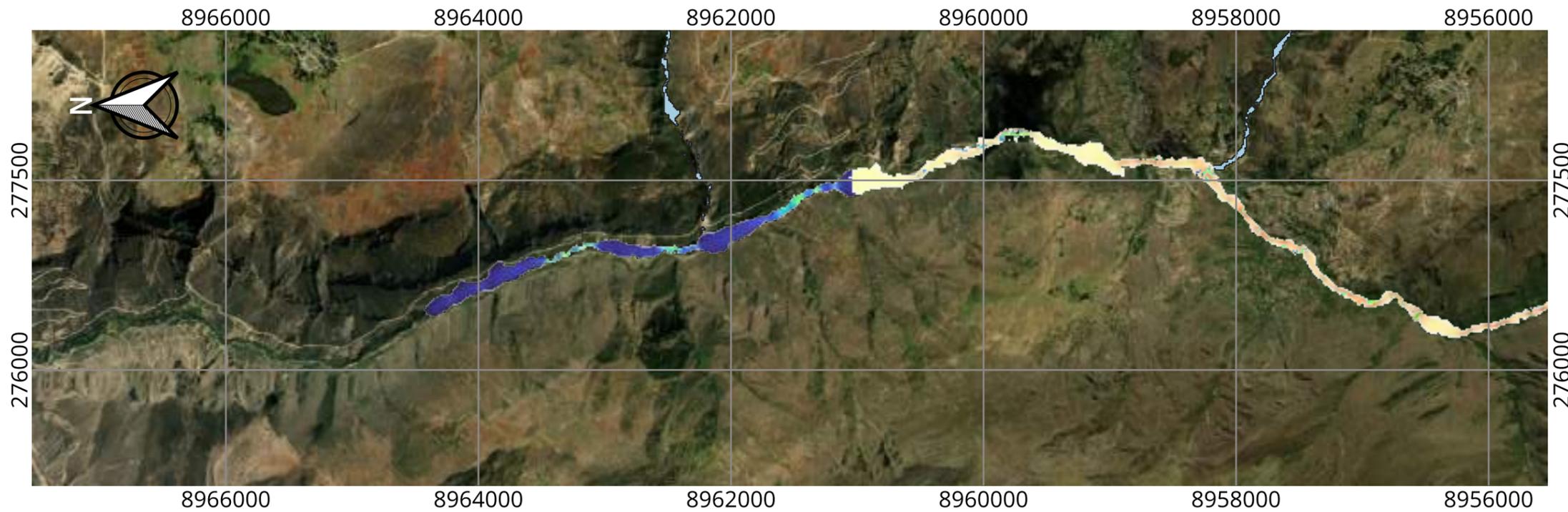
P3



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (0 - 11 km)
ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A

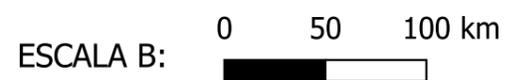
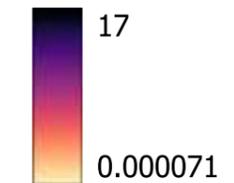


VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCEO II (11 - 22 km)
ESCALA: B

LEYENDA:

- PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
- INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 100 AÑOS

VELOCIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (m/s)



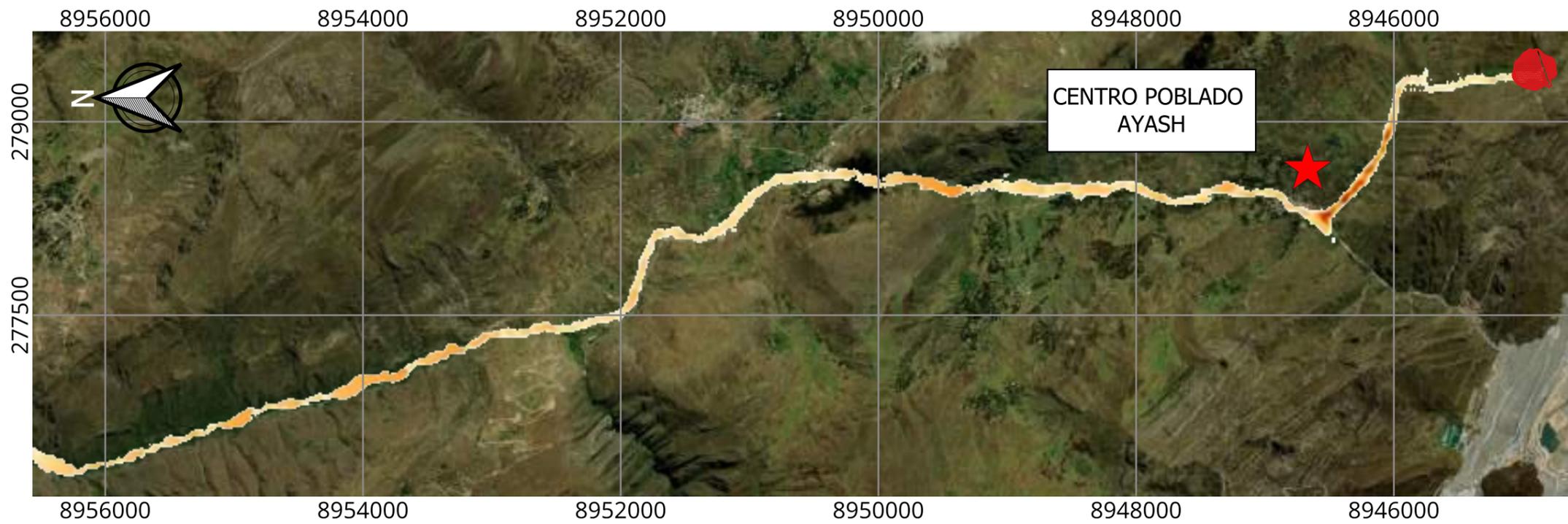
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE VELOCIDADES - PROCESO II
MF - 4
ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 100 AÑOS

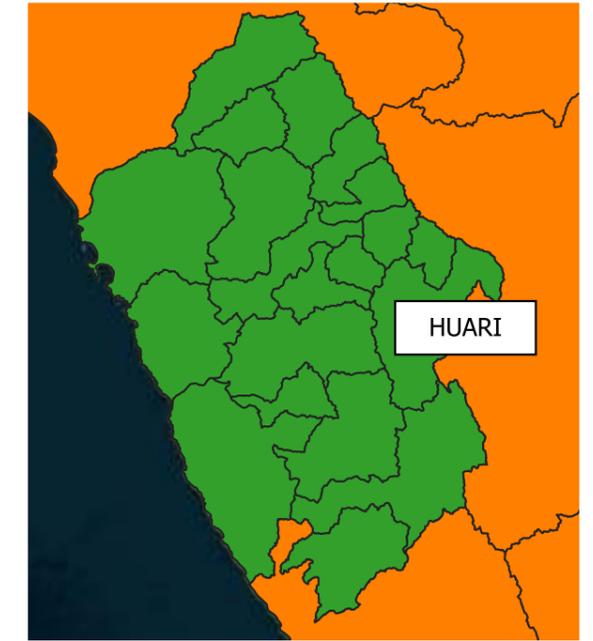
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
UTM 18S

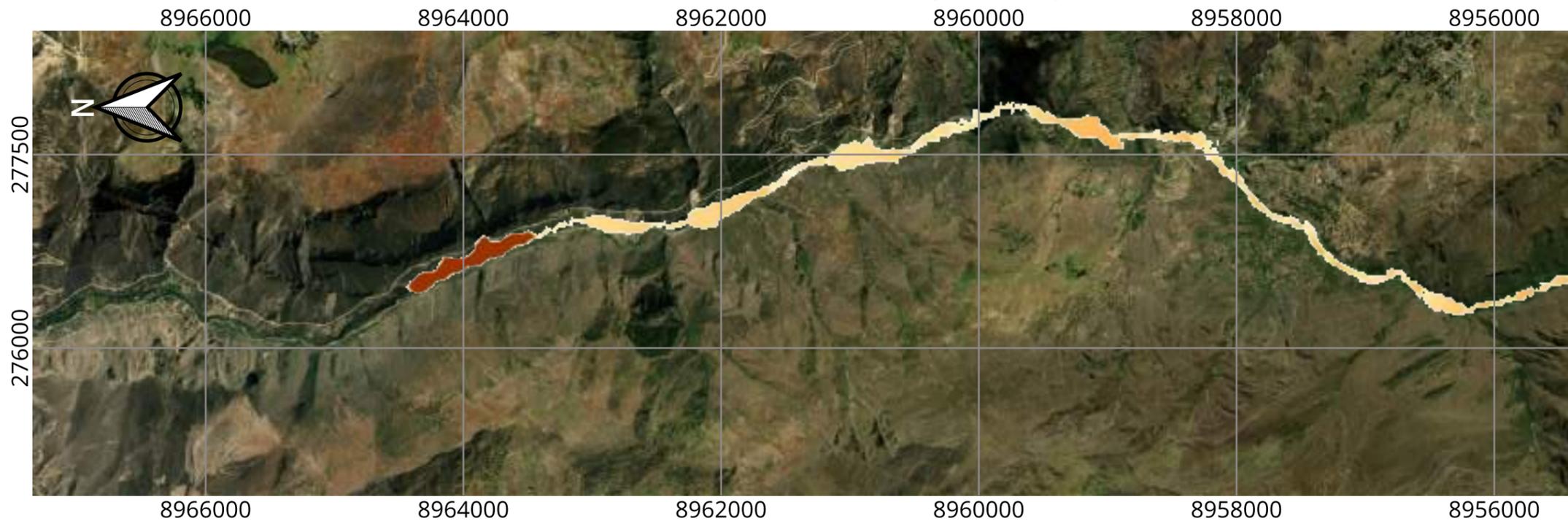
P3



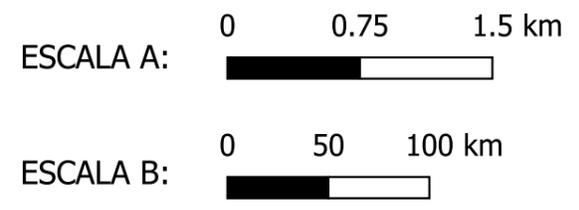
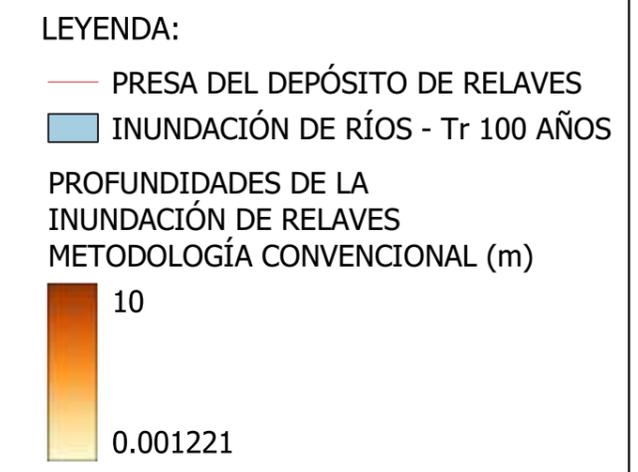
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
 METODOLOGÍA CONVENCIONAL (0 - 11 km) - ESCALA: B



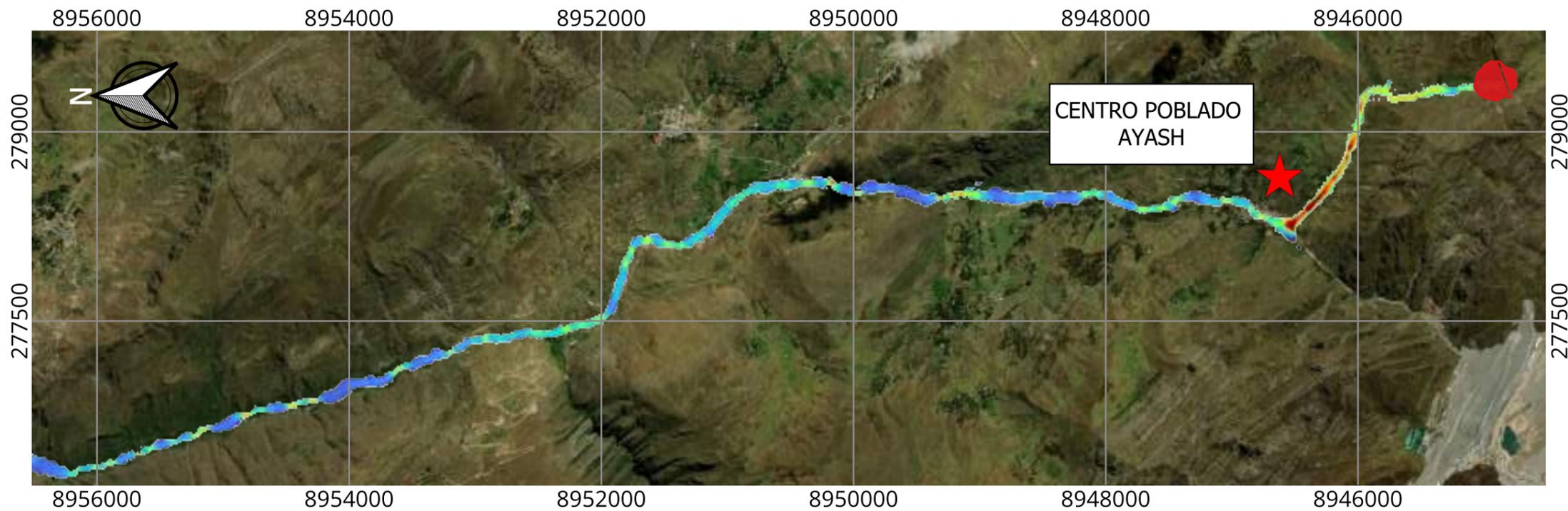
MAPA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: A



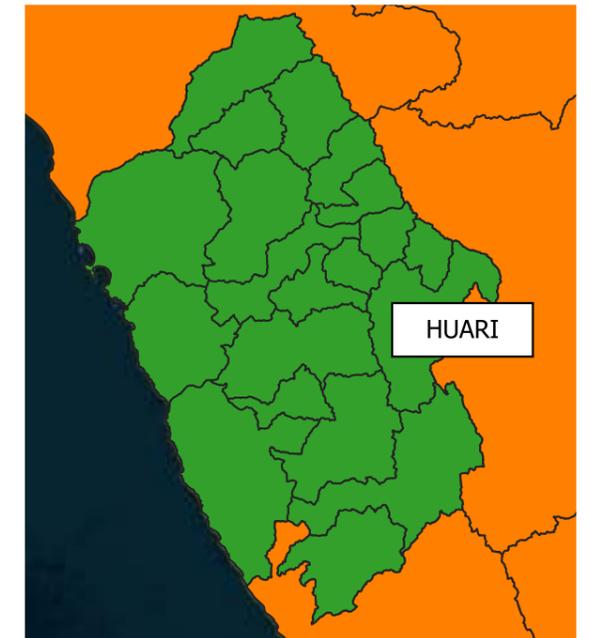
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
 METODOLOGÍA CONVENCIONAL (11 - 22 km) - ESCALA: B



EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ		
MAPA DE PROFUNDIDADES - METODOLOGÍA CONVENCIONAL MF - 4 ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 100 AÑOS	FECHA: FEB 2024	P4
	DATUM: WGS 84 UTM 18S	



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
METODOLOGÍA CONVENCIONAL (0 - 11 km) - ESCALA: B



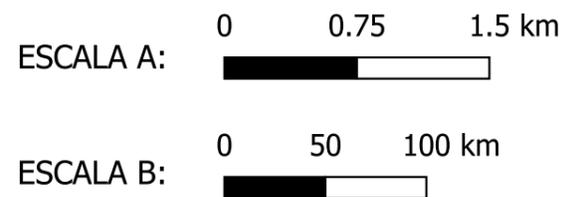
MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
METODOLOGÍA CONVENCIONAL (11 - 22 km) - ESCALA: B

LEYENDA:

- PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
 - INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 100 AÑOS
- VELOCIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES METODOLOGÍA CONVENCIONAL (m/s)
-



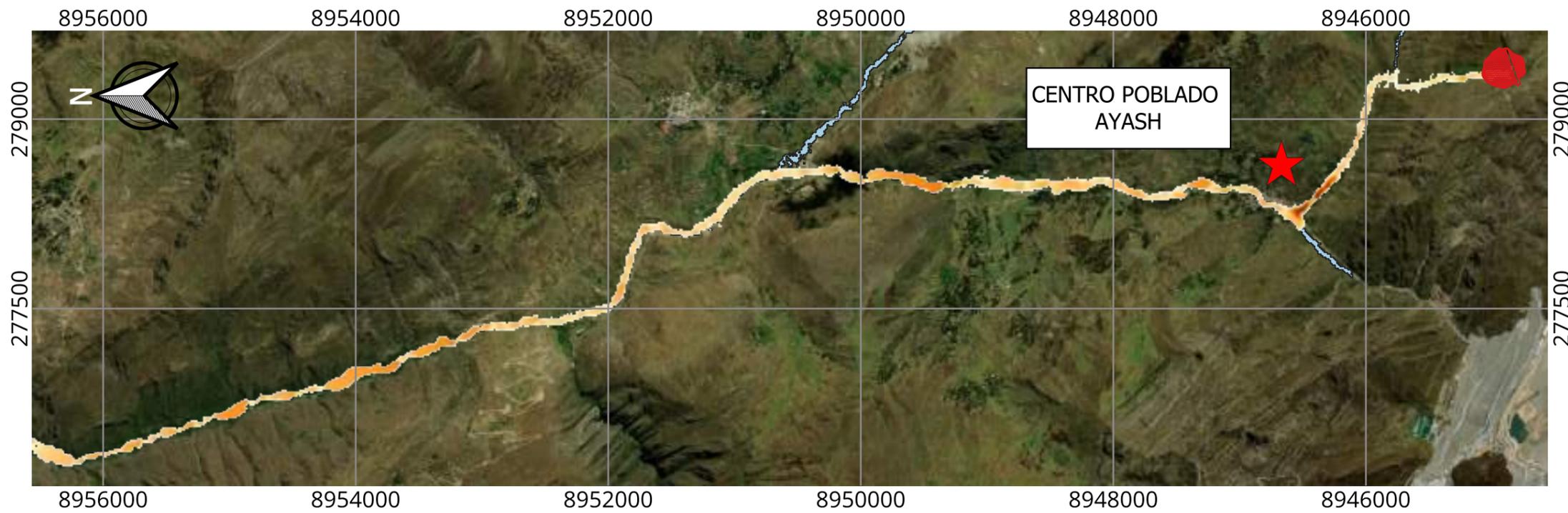
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE VELOCIDADES - METODOLOGÍA CONVENCIONAL
MF - 4
ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 100 AÑOS

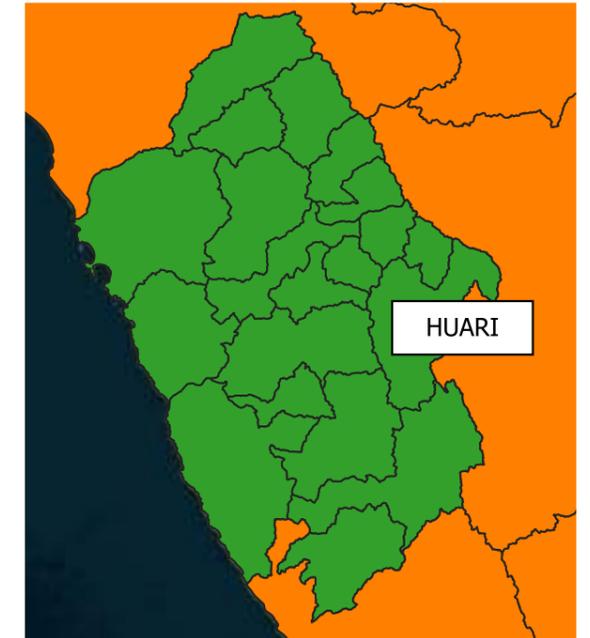
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
UTM 18S

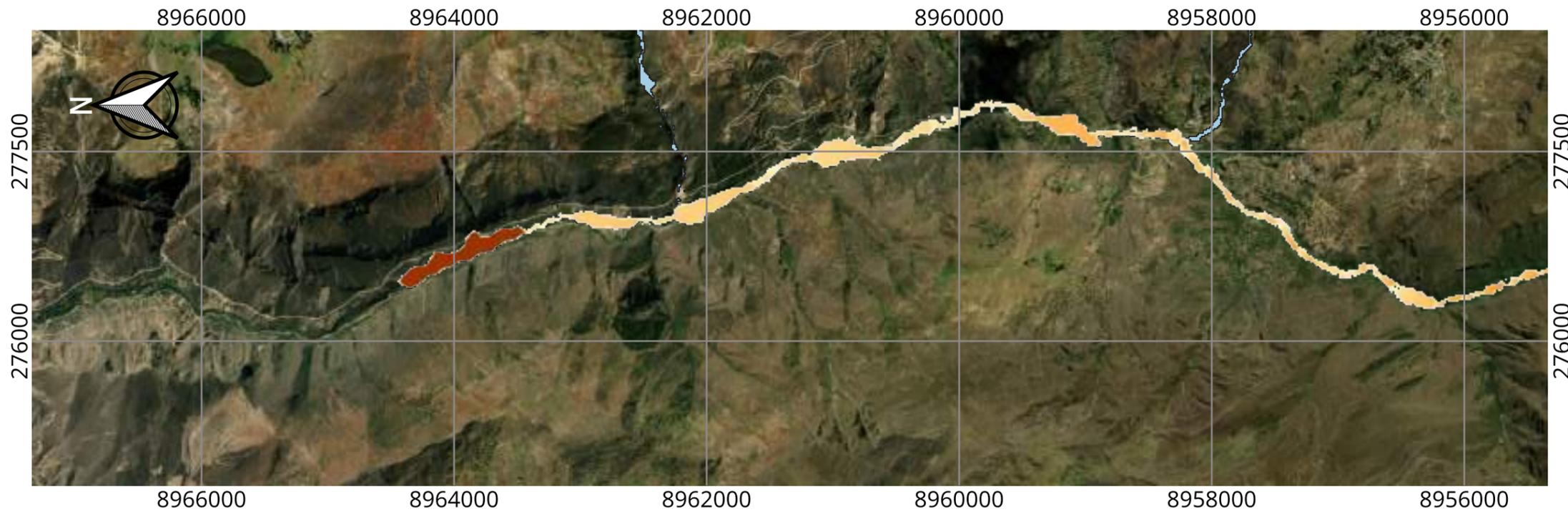
P4



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (0 - 11 km)
ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A

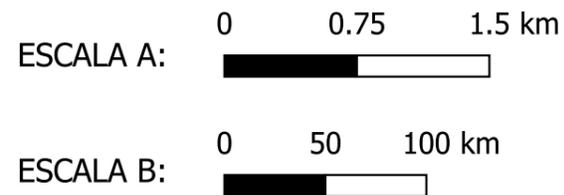
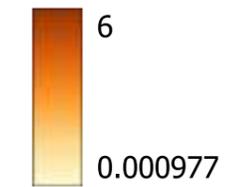


VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (11 - 22 km)
ESCALA: B

LEYENDA:

- PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
- INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 200 AÑOS

PROFUNDIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (m)



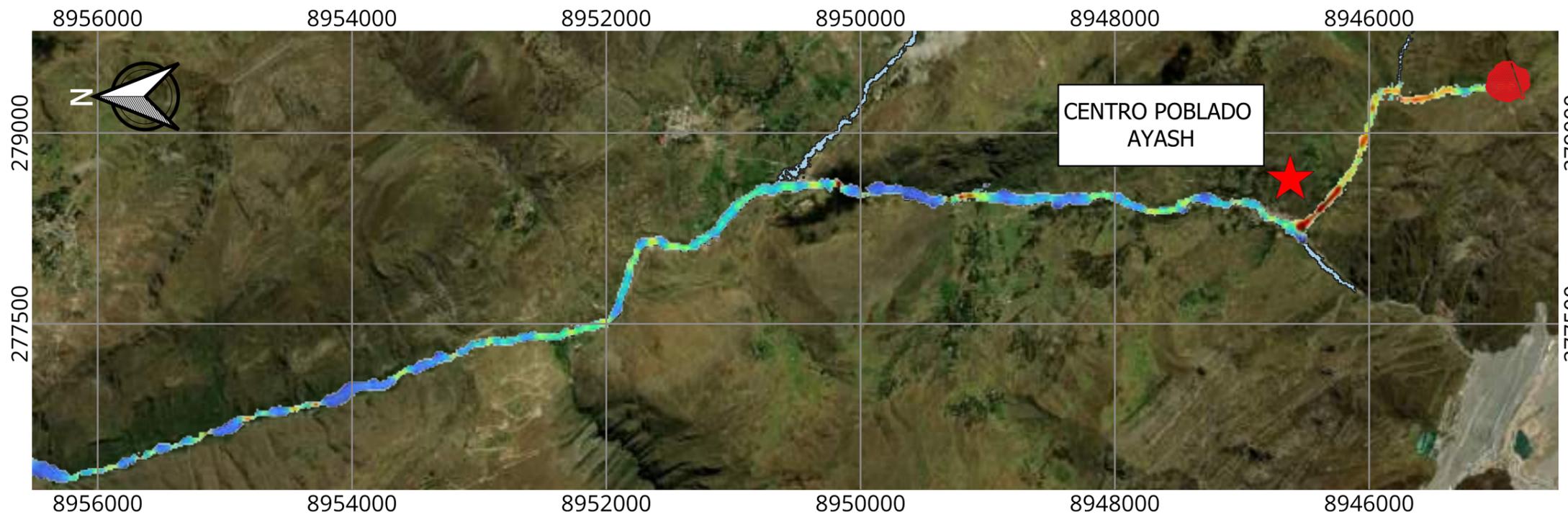
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE PROFUNDIDADES - PROCESO I
MF - 4
ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 200 AÑOS

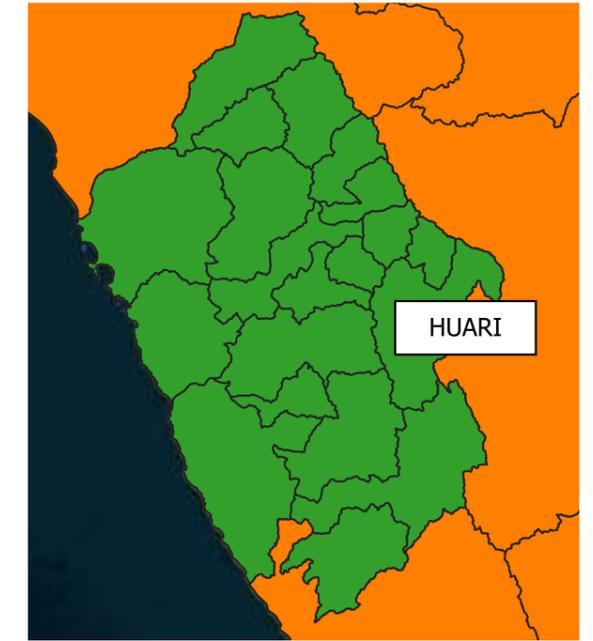
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
UTM 18S

P5



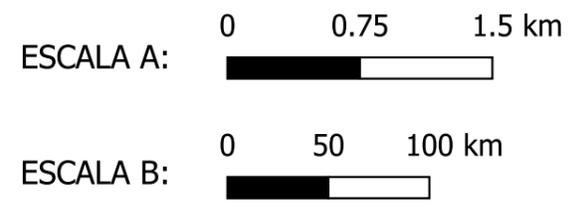
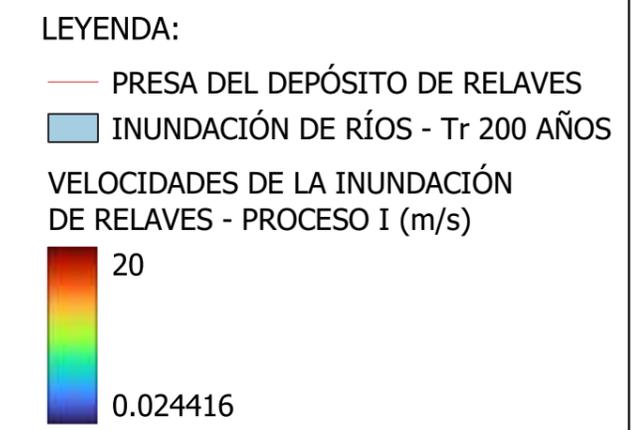
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (0 - 11 km)
 ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: A



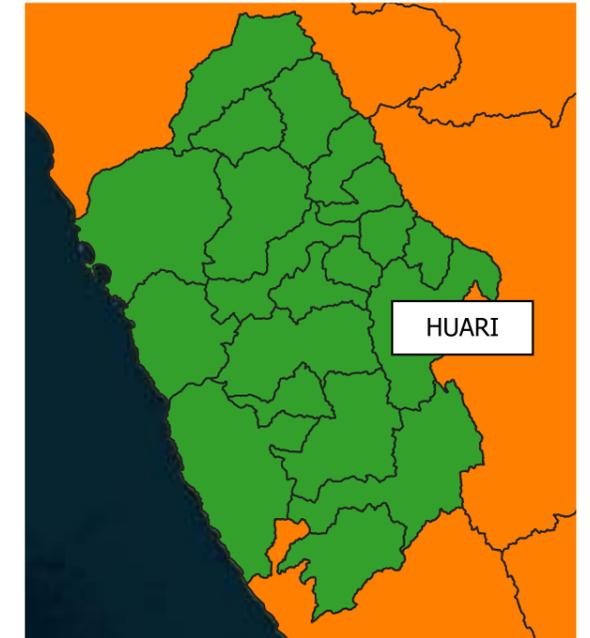
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (11 - 22 km)
 ESCALA: B



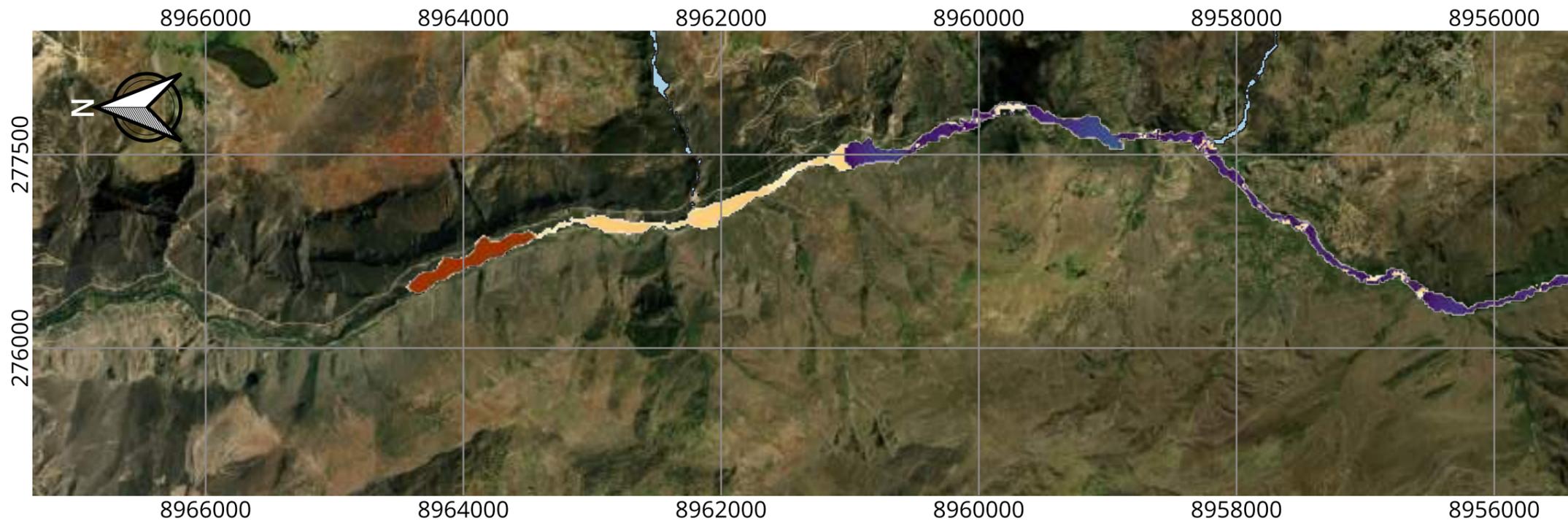
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ		
MAPA DE VELOCIDADES - PROCESO I MF - 4 ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 200 AÑOS	FECHA: FEB 2024 DATUM: WGS 84 UTM 18S	P5



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (0 - 11 km)
 ESCALA: B



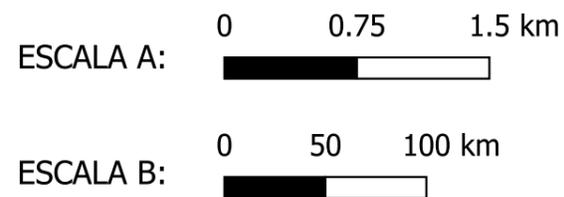
MAPA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: A



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (11 - 22 km)
 ESCALA: B

LEYENDA:

-  PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
-  INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 200 AÑOS
- PROFUNDIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (m)
-  5
-  0.000977



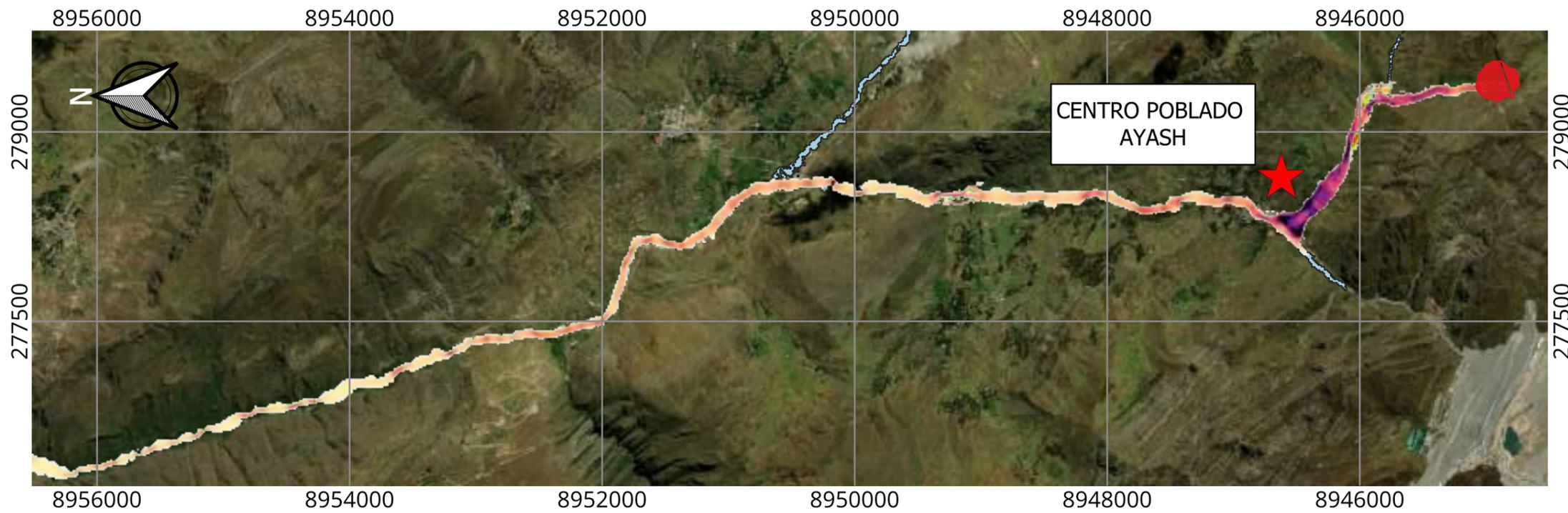
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE PROFUNDIDADES - PROCESO II
 MF - 4
 ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 200 AÑOS

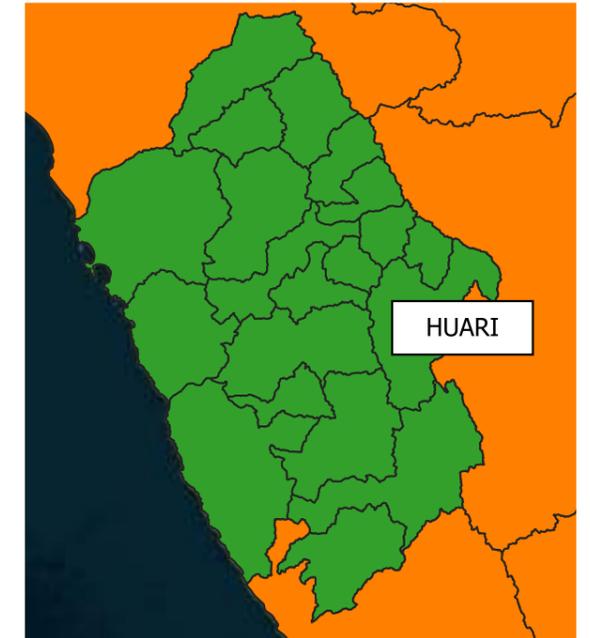
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
 UTM 18S

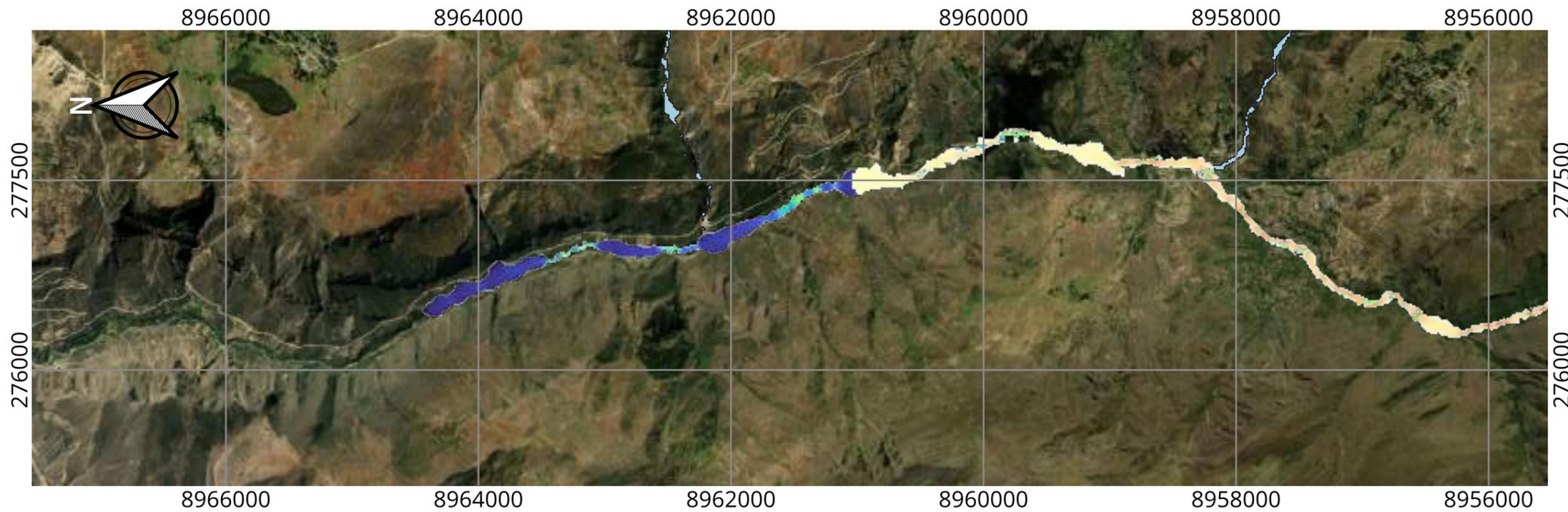
P5



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (0 - 11 km)
ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A



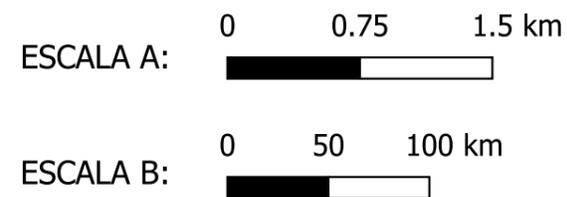
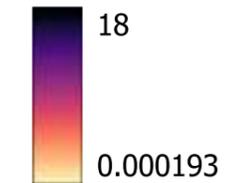
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCEO II (11 - 22 km)
ESCALA: B

LEYENDA:

-  PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
-  INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 200 AÑOS

VELOCIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (m/s)

Band 1 (Gray)



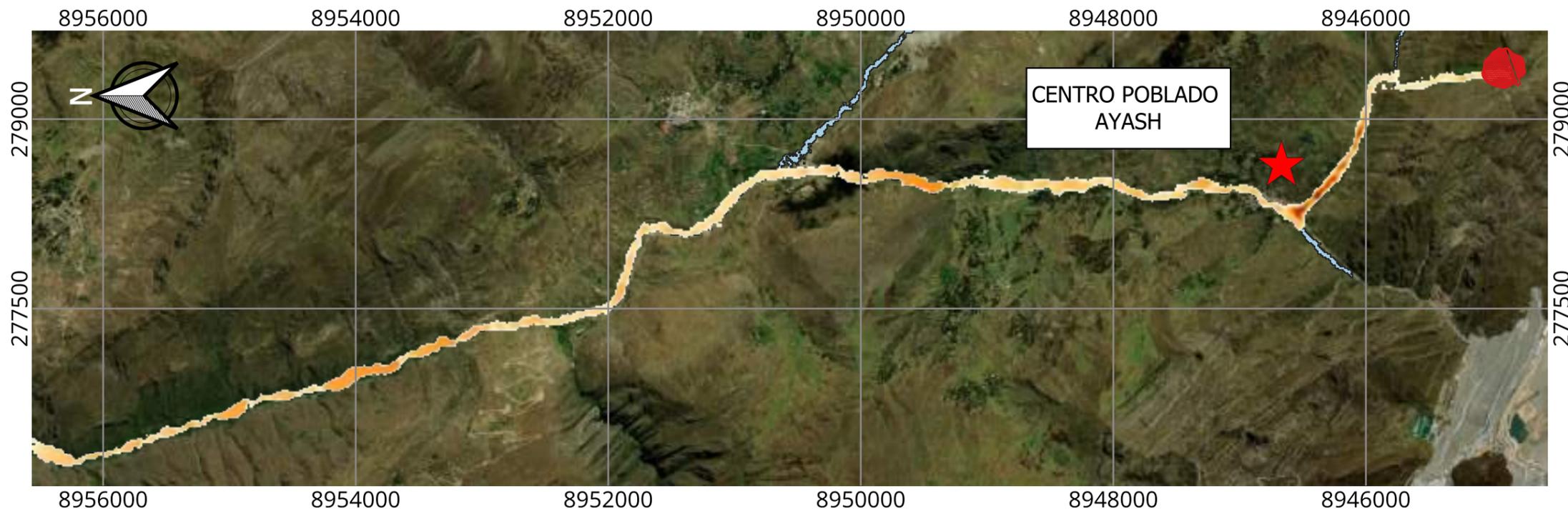
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE VELOCIDADES - PROCESO II
MF - 4
ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 200 AÑOS

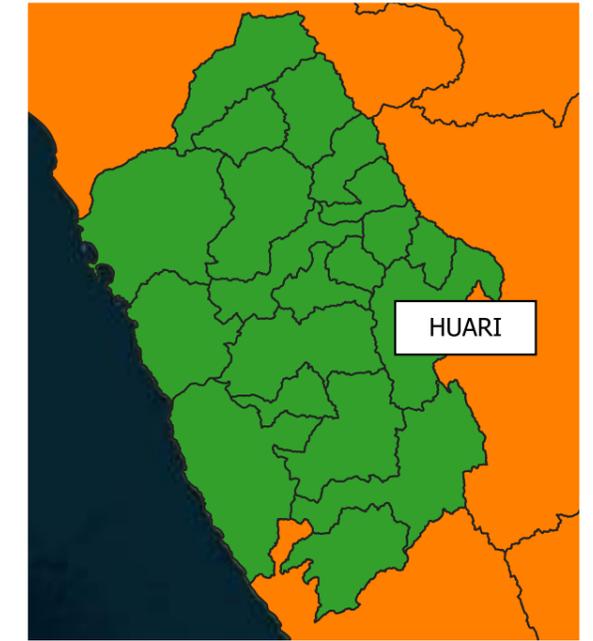
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
UTM 18S

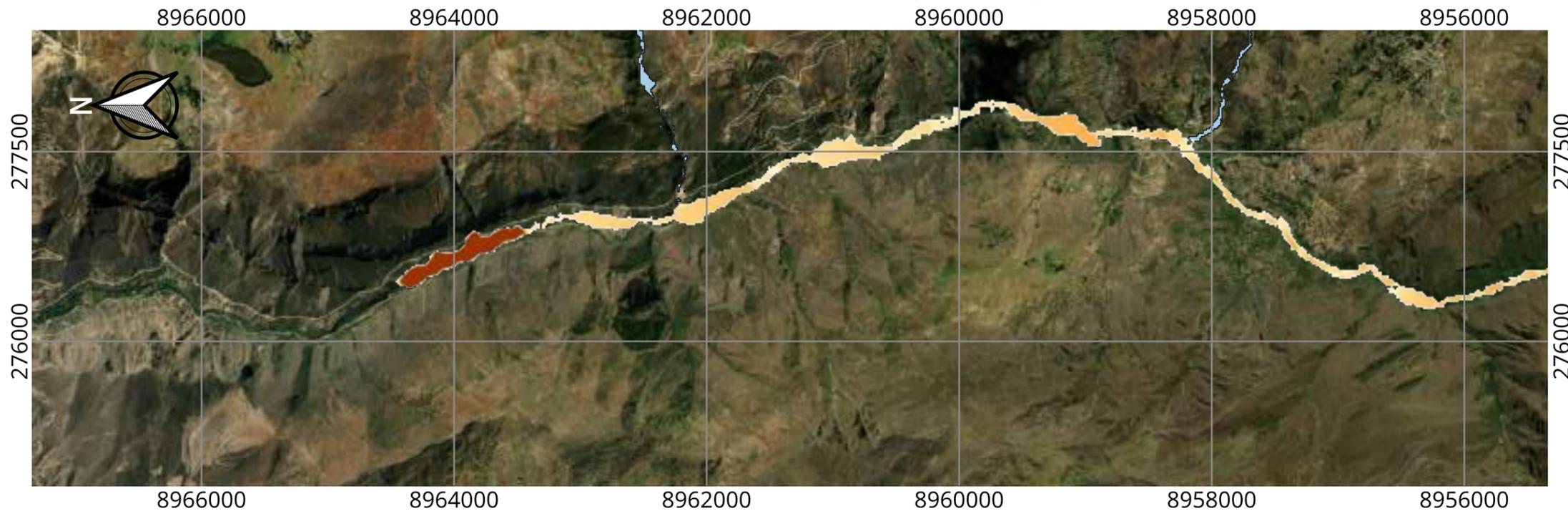
P5



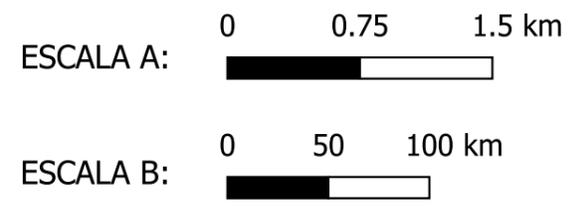
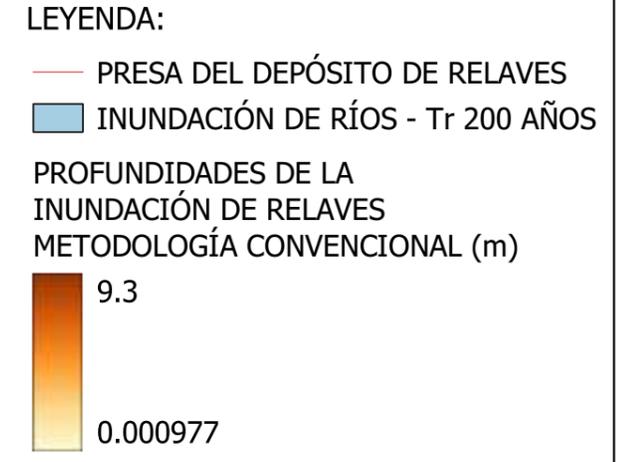
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
 METODOLOGÍA CONVENCIONAL (0 - 11 km) - ESCALA: B



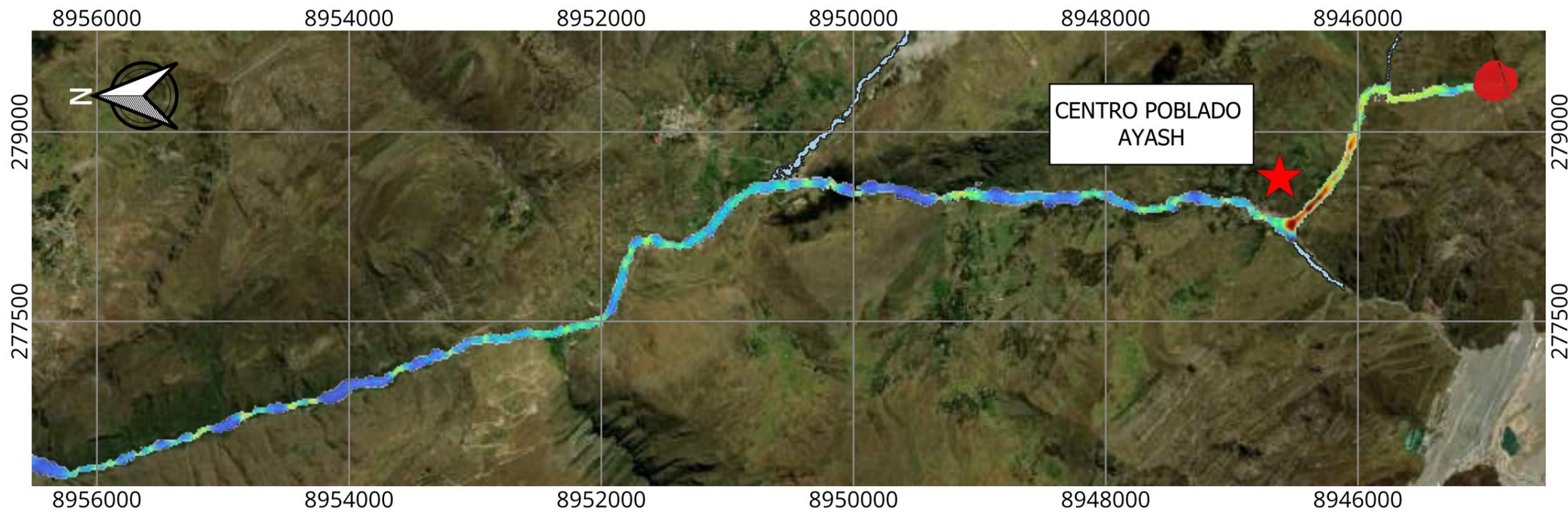
MAPA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: A



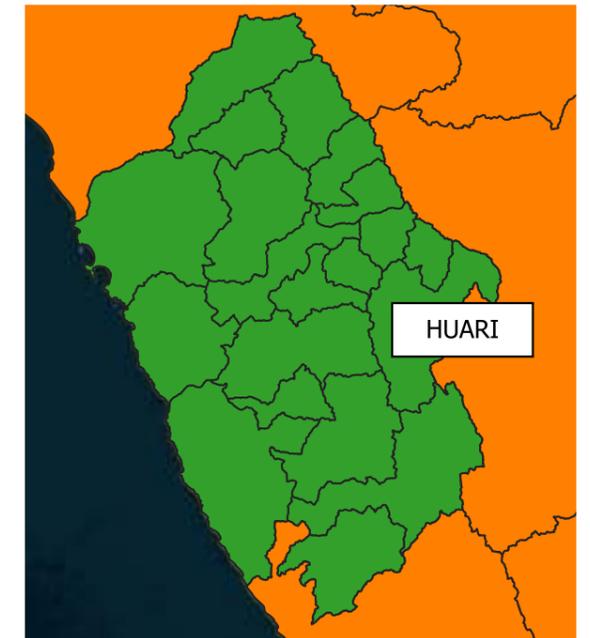
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
 METODOLOGÍA CONVENCIONAL (11 - 22 km) - ESCALA: B



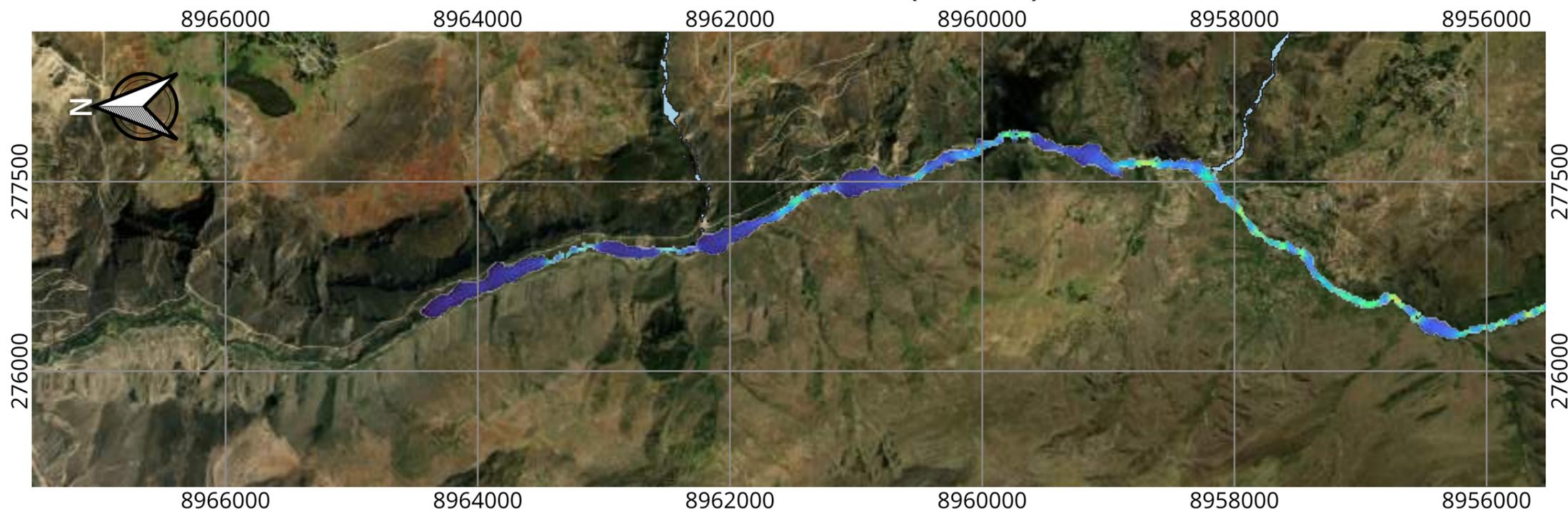
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ		
MAPA DE PROFUNDIDADES - METODOLOGÍA CONVENCIONAL MF - 4 ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 200 AÑOS	FECHA: FEB 2024	P6
	DATUM: WGS 84 UTM 18S	



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
METODOLOGÍA CONVENCIONAL (0 - 11 km) - ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A

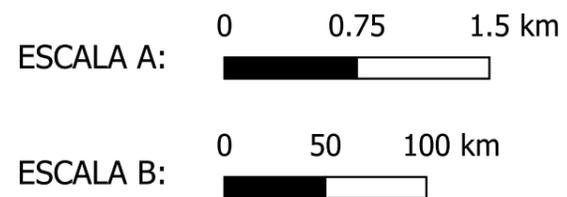
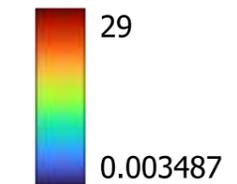


VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
METODOLOGÍA CONVENCIONAL (11 - 22 km) - ESCALA: B

LEYENDA:

- PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
- INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 200 AÑOS

VELOCIDADES DE LA
INUNDACIÓN DE RELAVES
METODOLOGÍA CONVENCIONAL (m/s)



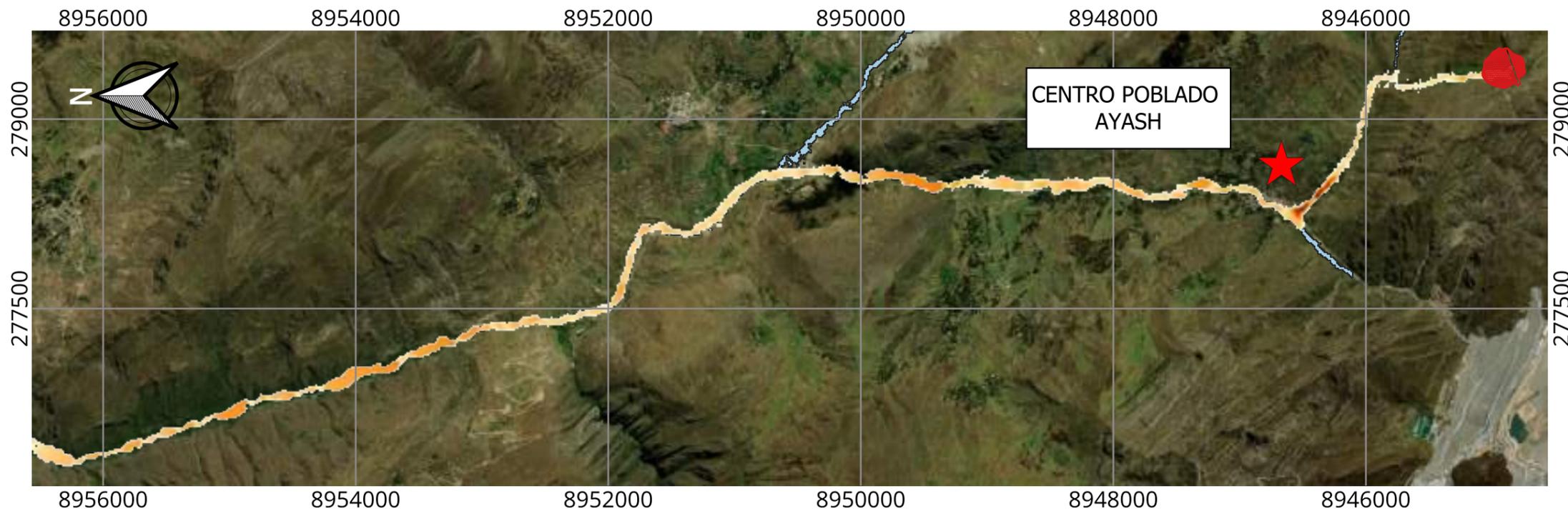
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE VELOCIDADES -
METODOLOGÍA CONVENCIONAL
MF - 4
ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 200
AÑOS

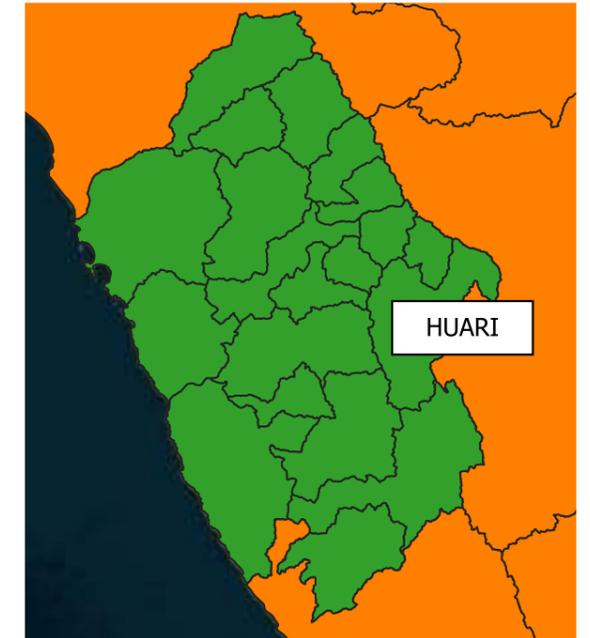
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
UTM 18S

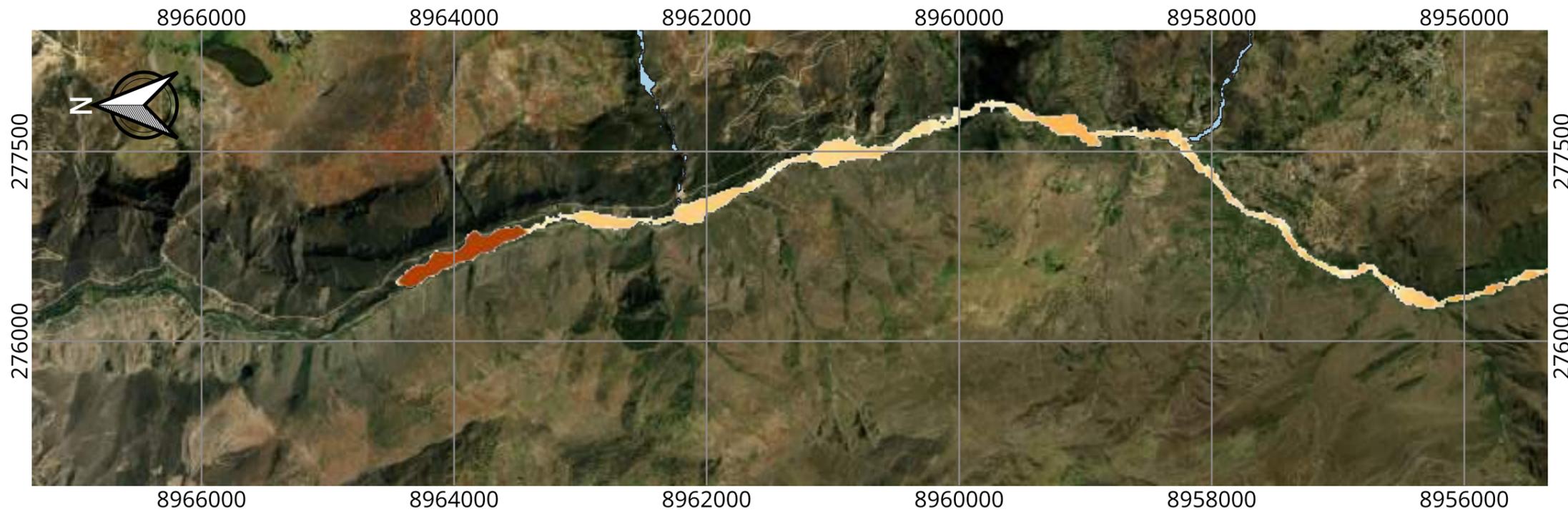
P6



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (0 - 11 km)
ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A



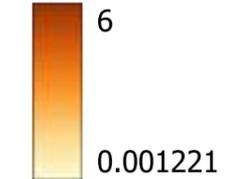
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (11 - 22 km)
ESCALA: B

LEYENDA:

-  PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
-  INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 500 AÑOS

PROFUNDIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (m)

Band 1 (Gray)



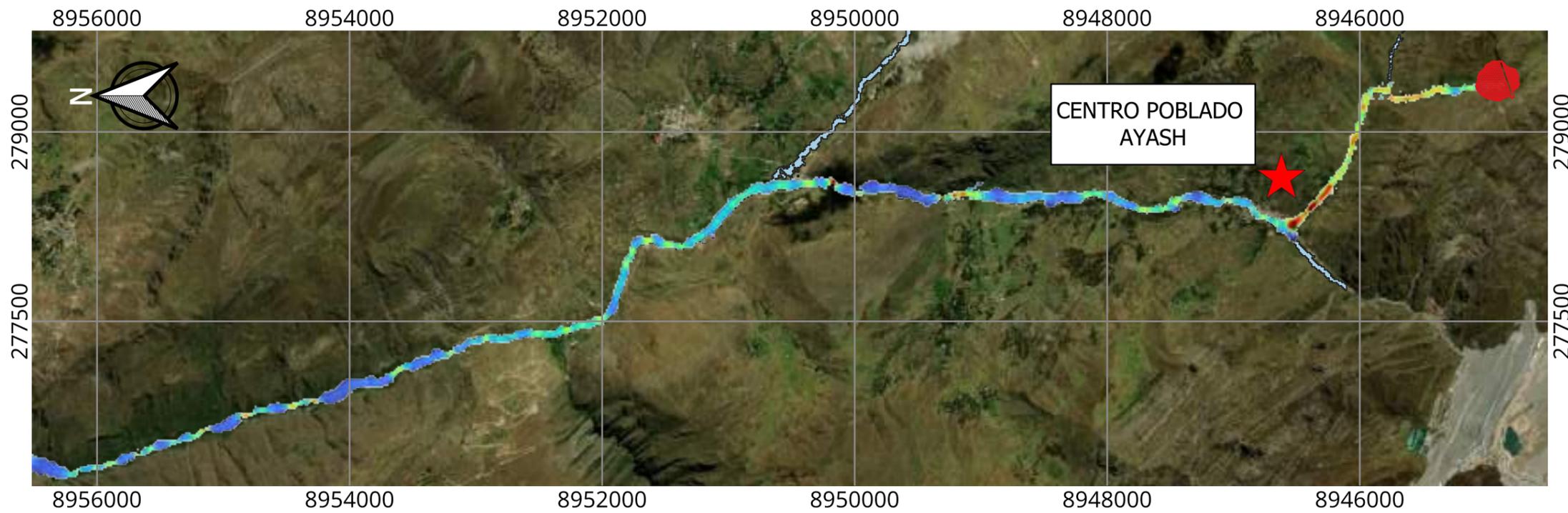
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE PROFUNDIDADES - PROCESO I
MF - 4
ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 500 AÑOS

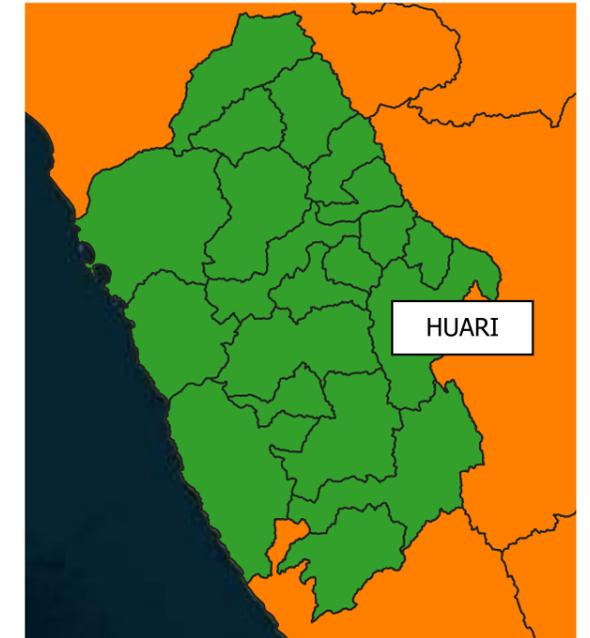
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
UTM 18S

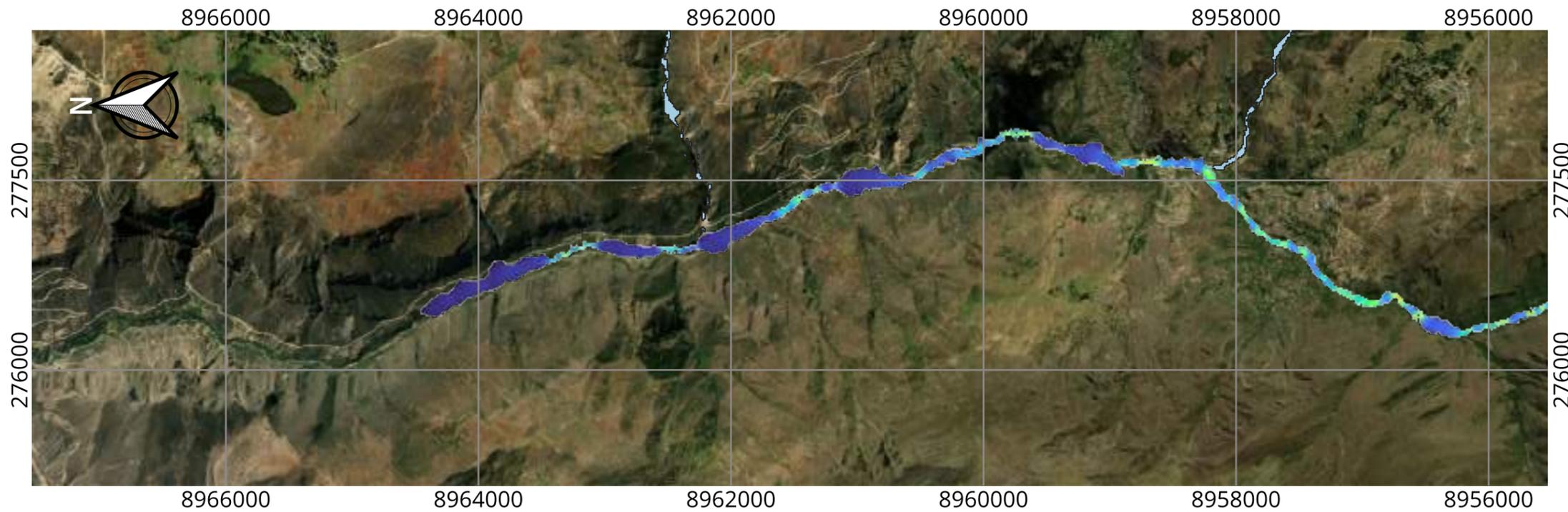
P7



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (0 - 11 km)
 ESCALA: B



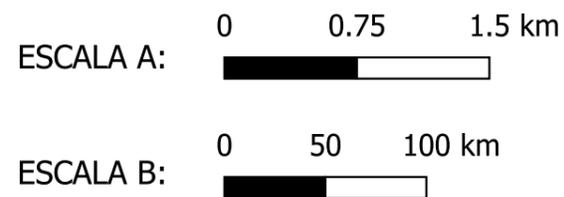
MAPA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: A



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (11 - 22 km)
 ESCALA: B

LEYENDA:

- PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
- INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 500 AÑOS
- VELOCIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO I (m/s)
- 22
- 0.022167



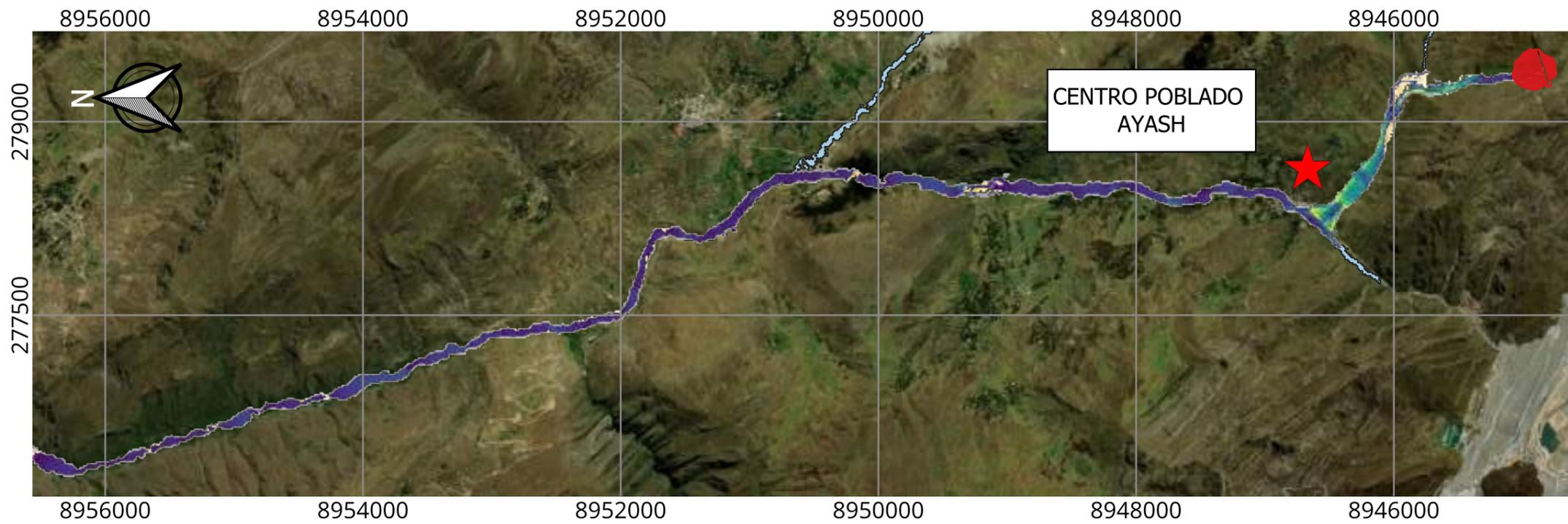
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE VELOCIDADES - PROCESO I
 MF - 4
 ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 500 AÑOS

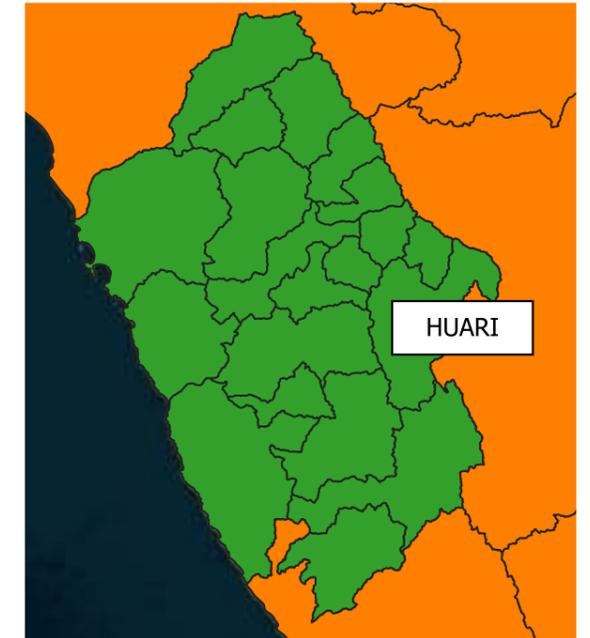
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
 UTM 18S

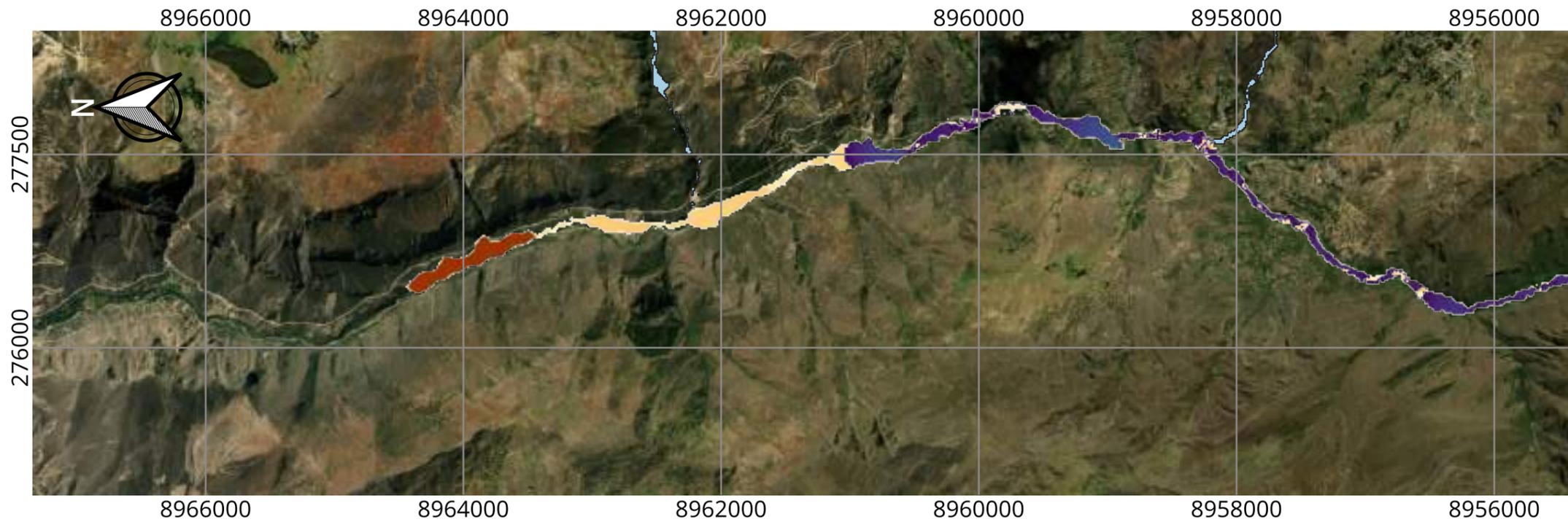
P7



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (0 - 11 km)
 ESCALA: B



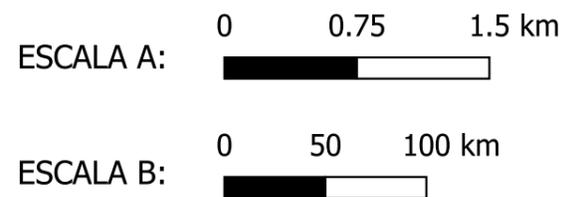
MAPA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: A



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (11 - 22 km)
 ESCALA: B

LEYENDA:

- PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
- INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 500 AÑOS
- PROFUNDIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (m)
- Band 1 (Gray)
- 5
- 0.000977



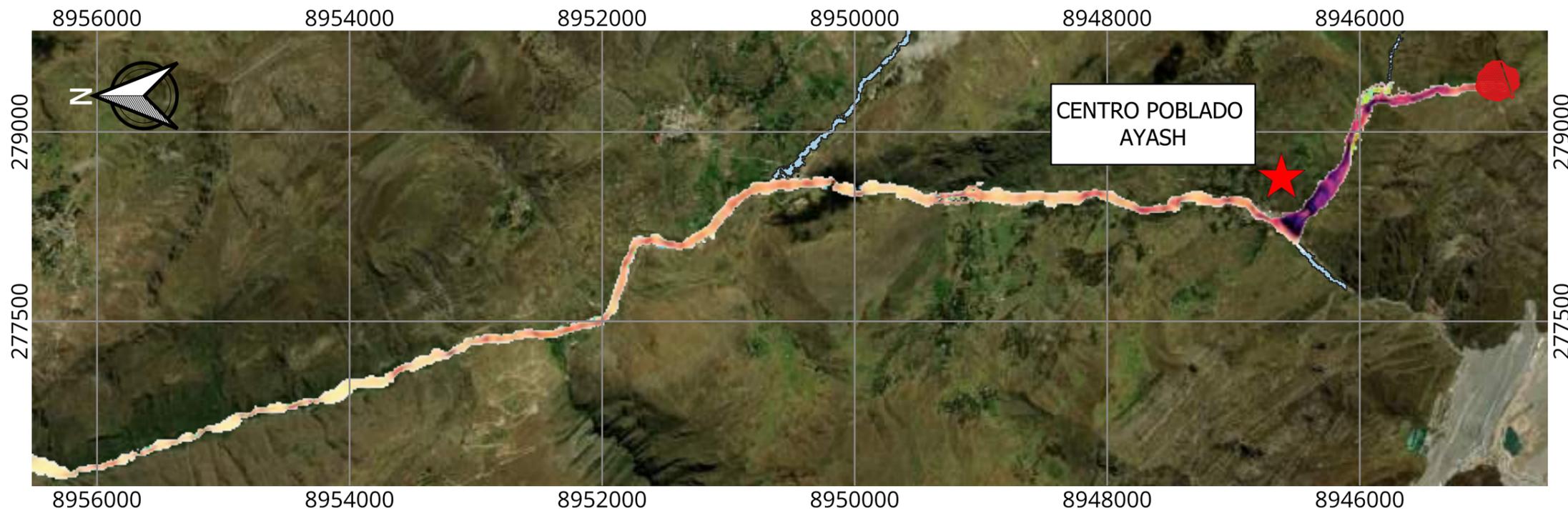
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE PROFUNDIDADES - PROCESO II
 MF - 4
 ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 500 AÑOS

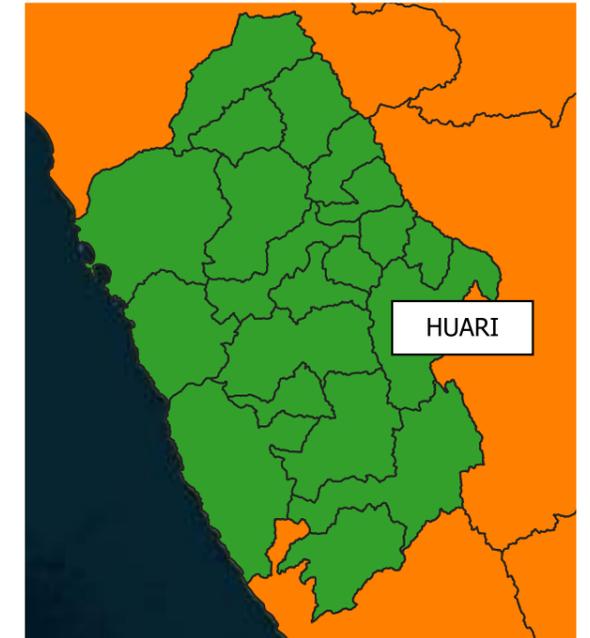
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
 UTM 18S

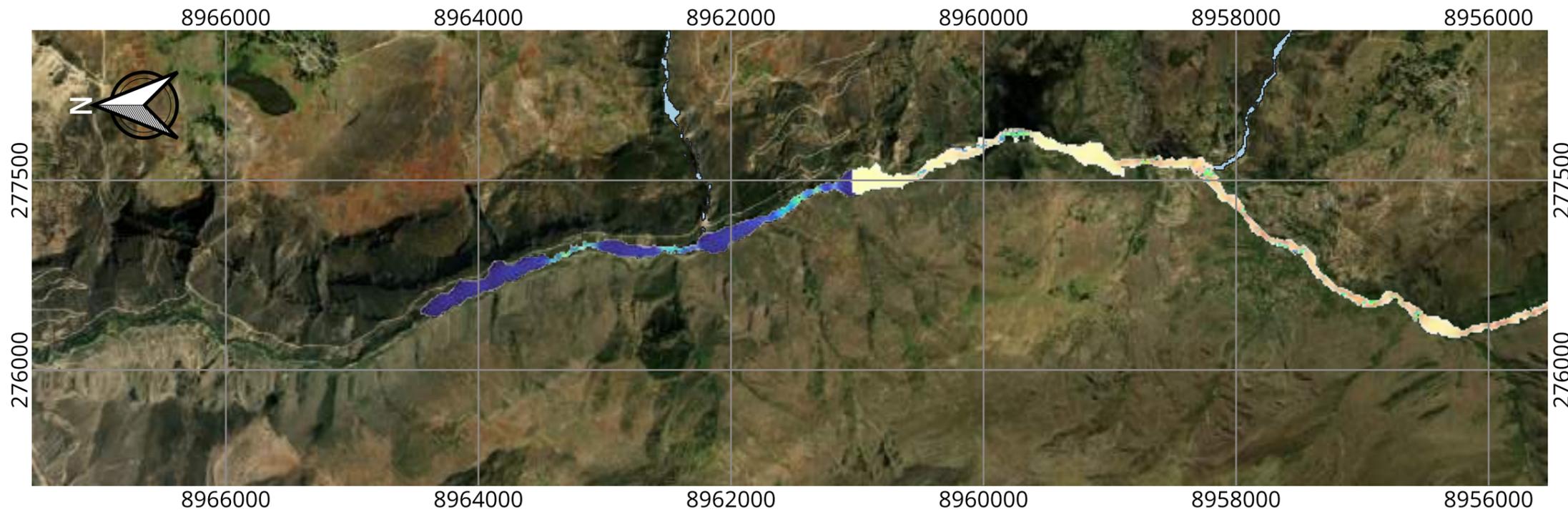
P7



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (0 - 11 km)
ESCALA: B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A

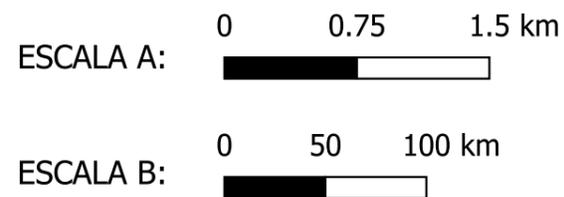
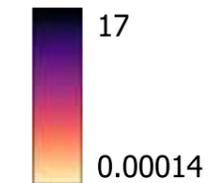


VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCEO II (11 - 22 km)
ESCALA: B

LEYENDA:

- PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
- INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 500 AÑOS

VELOCIDADES DE LA INUNDACIÓN DE RELAVES - PROCESO II (m/s)



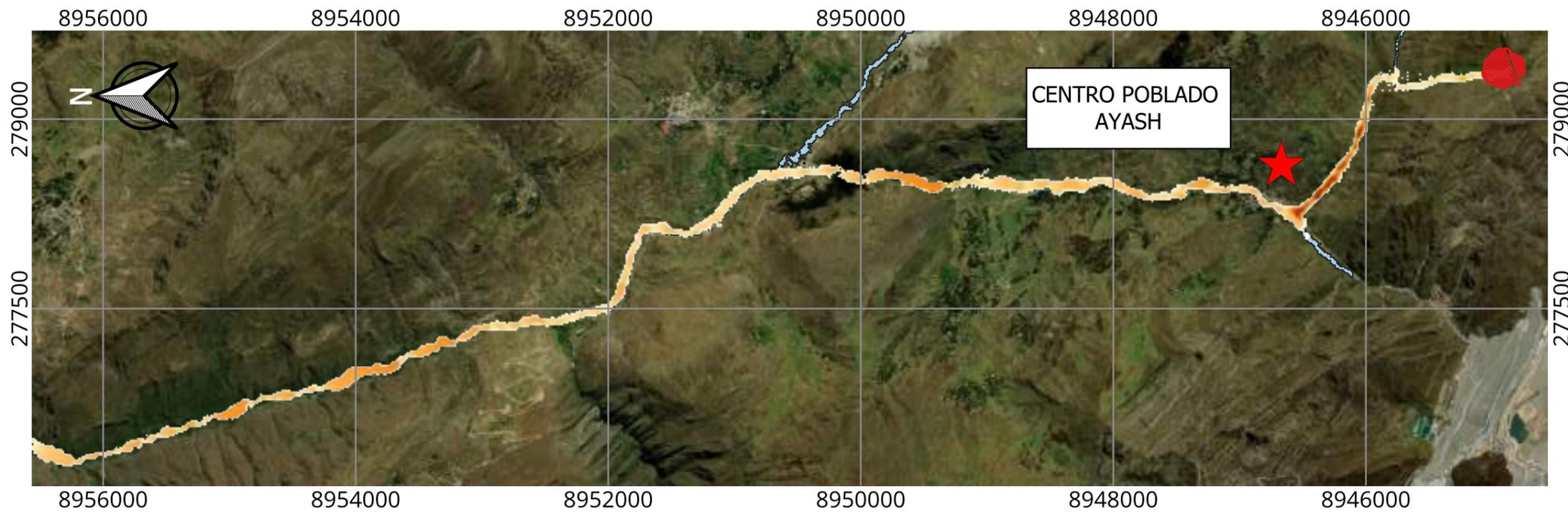
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE VELOCIDADES - PROCESO II
MF - 4
ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 500 AÑOS

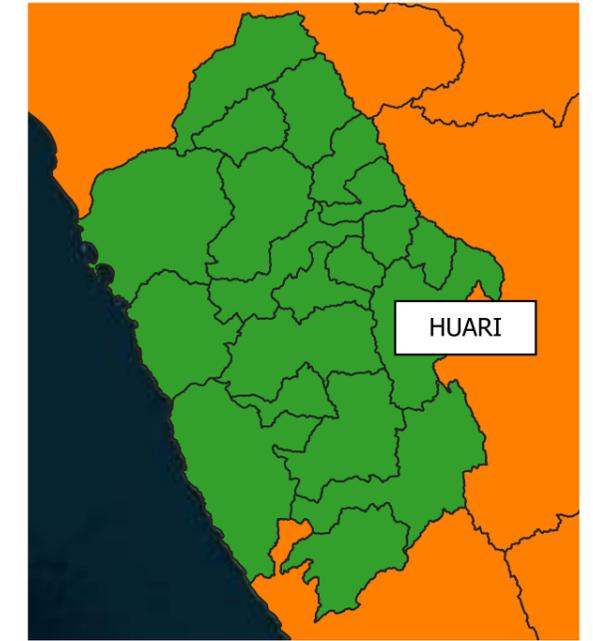
FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
UTM 18S

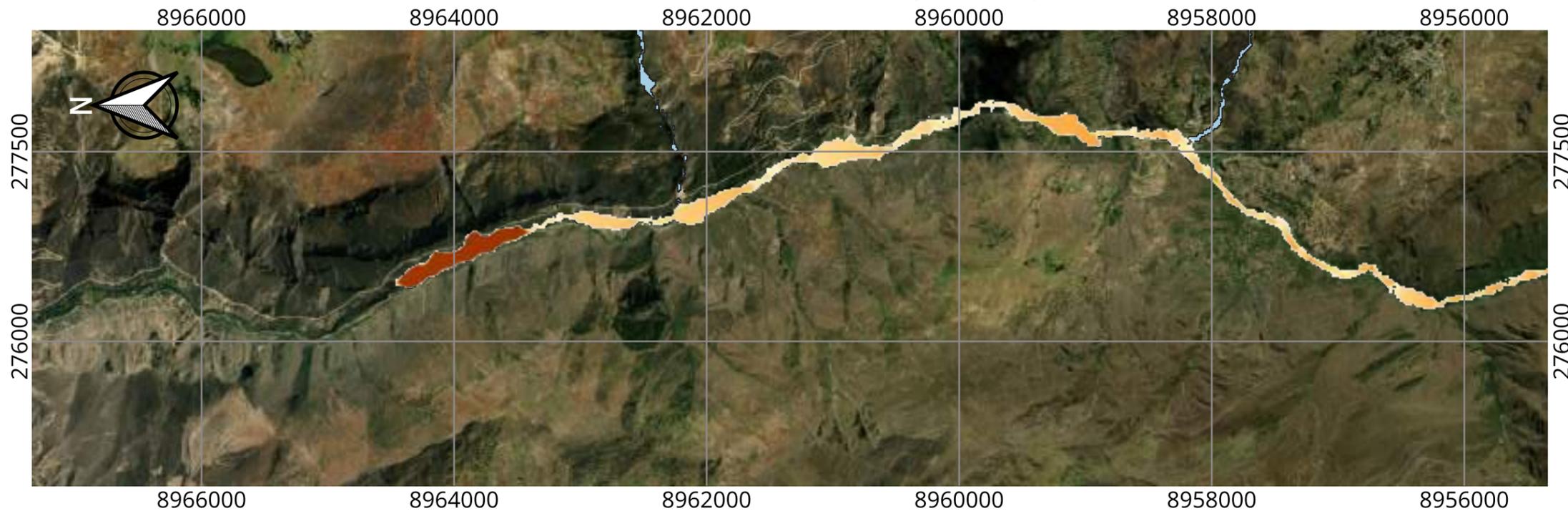
P7



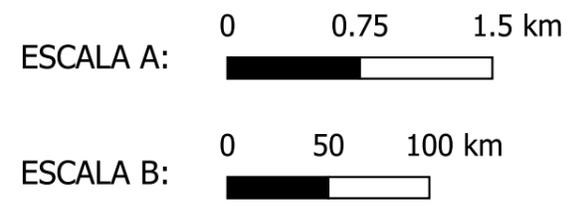
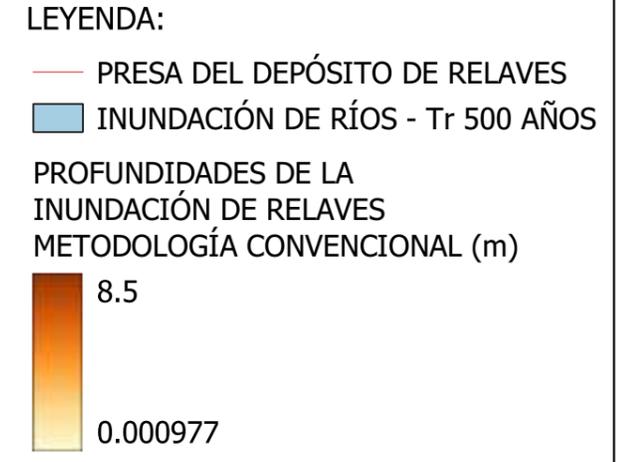
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
 METODOLOGÍA CONVENCIONAL (0 - 11 km) - ESCALA: B



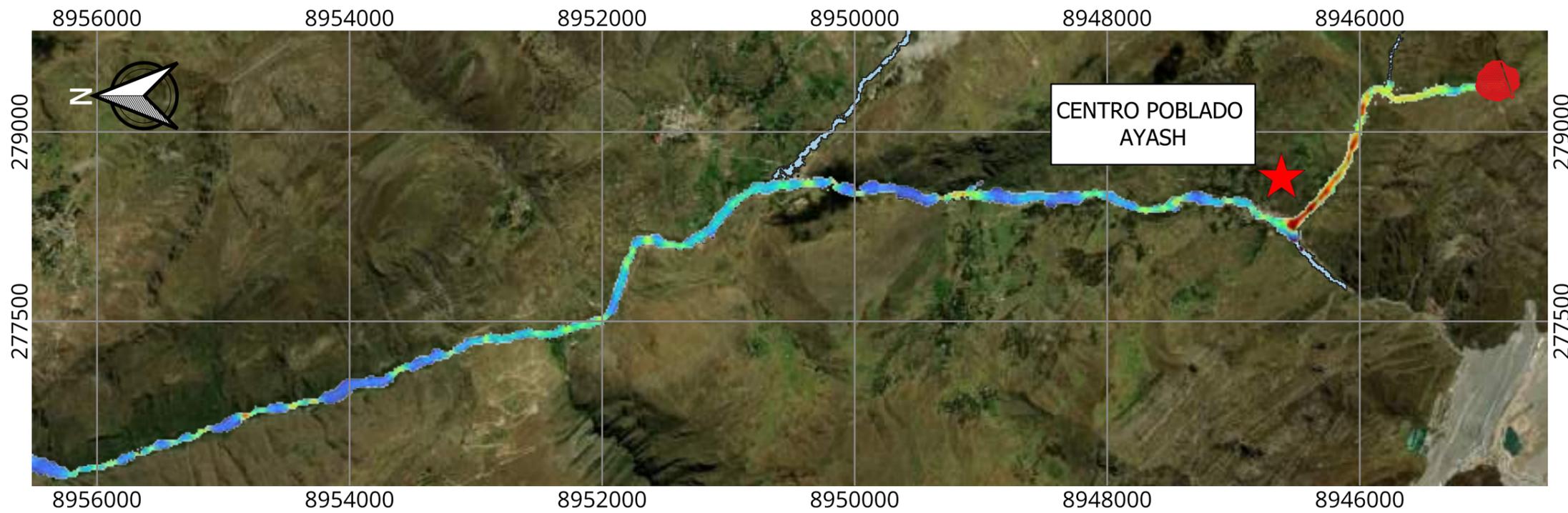
MAPA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: A



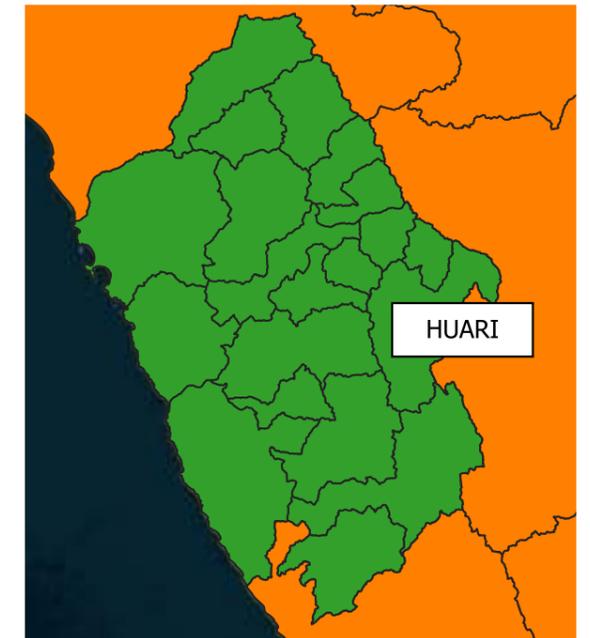
VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
 METODOLOGÍA CONVENCIONAL (11 - 22km) - ESCALA: B



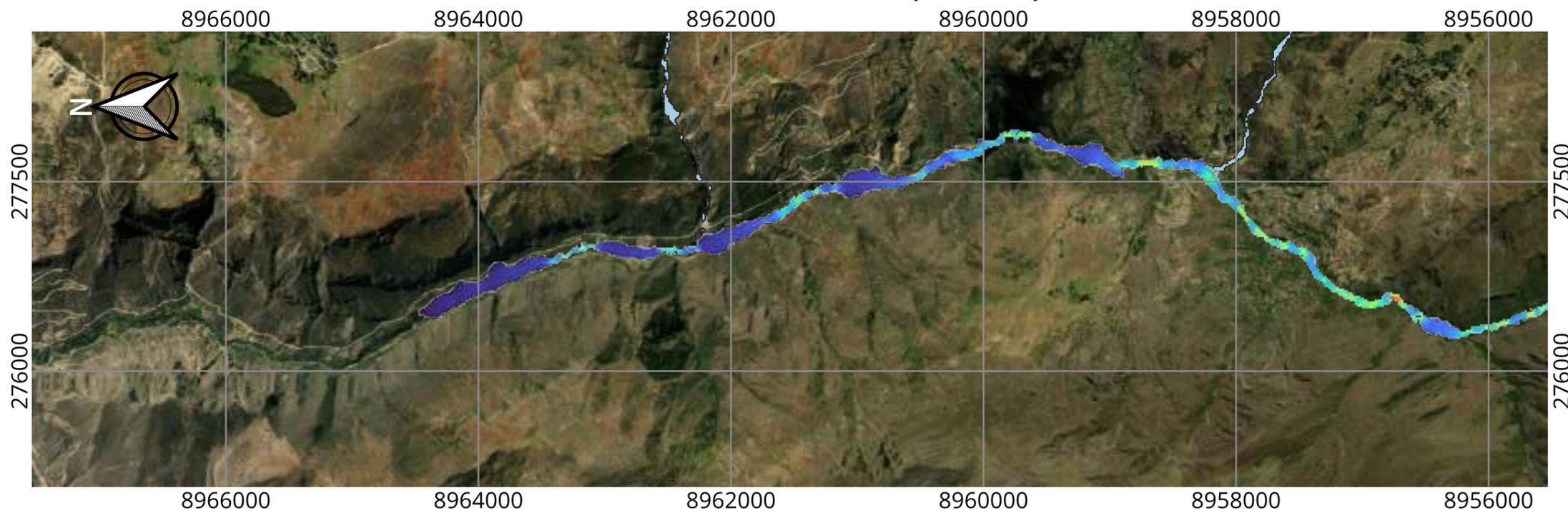
EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ		
MAPA DE PROFUNDIDADES - METODOLOGÍA CONVENCIONAL MF - 4 ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 500 AÑOS	FECHA: FEB 2024	P8
	DATUM: WGS 84 UTM 18S	



VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
METODOLOGÍA CONVENCIONAL (0 - 11 km) - ESCALA:B



MAPA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: A

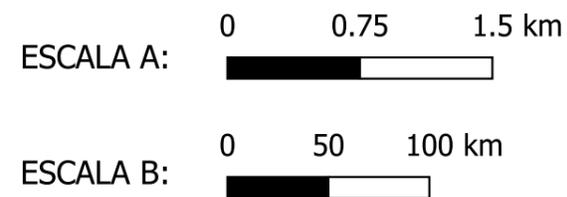
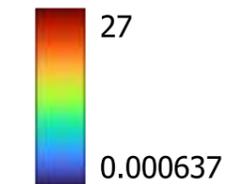


VISTA EN PLANTA - INUNDACIÓN DE RELAVES
METODOLOGÍA CONVENCIONAL (11 - 22 km) - ESCALA:B

LEYENDA:

-  PRESA DEL DEPÓSITO DE RELAVES
-  INUNDACIÓN DE RÍOS - Tr 500 AÑOS

VELOCIDADES DE LA
INUNDACIÓN DE RELAVES
METODOLOGÍA CONVENCIONAL (m/s)



EVALUACIÓN DEL MÉTODO CDA PARA EL ANÁLISIS DE ROTURA DE PRESAS DE RELAVES Y SU APLICACIÓN EN UNA PRESA DE ANCASH - PERÚ

MAPA DE VELOCIDADES -
METODOLOGÍA CONVENCIONAL
MF - 4
ESCENARIO: DÍA LLUVIOSO - 500
AÑOS

FECHA: FEB 2024

DATUM: WGS 84
UTM 18S

P8